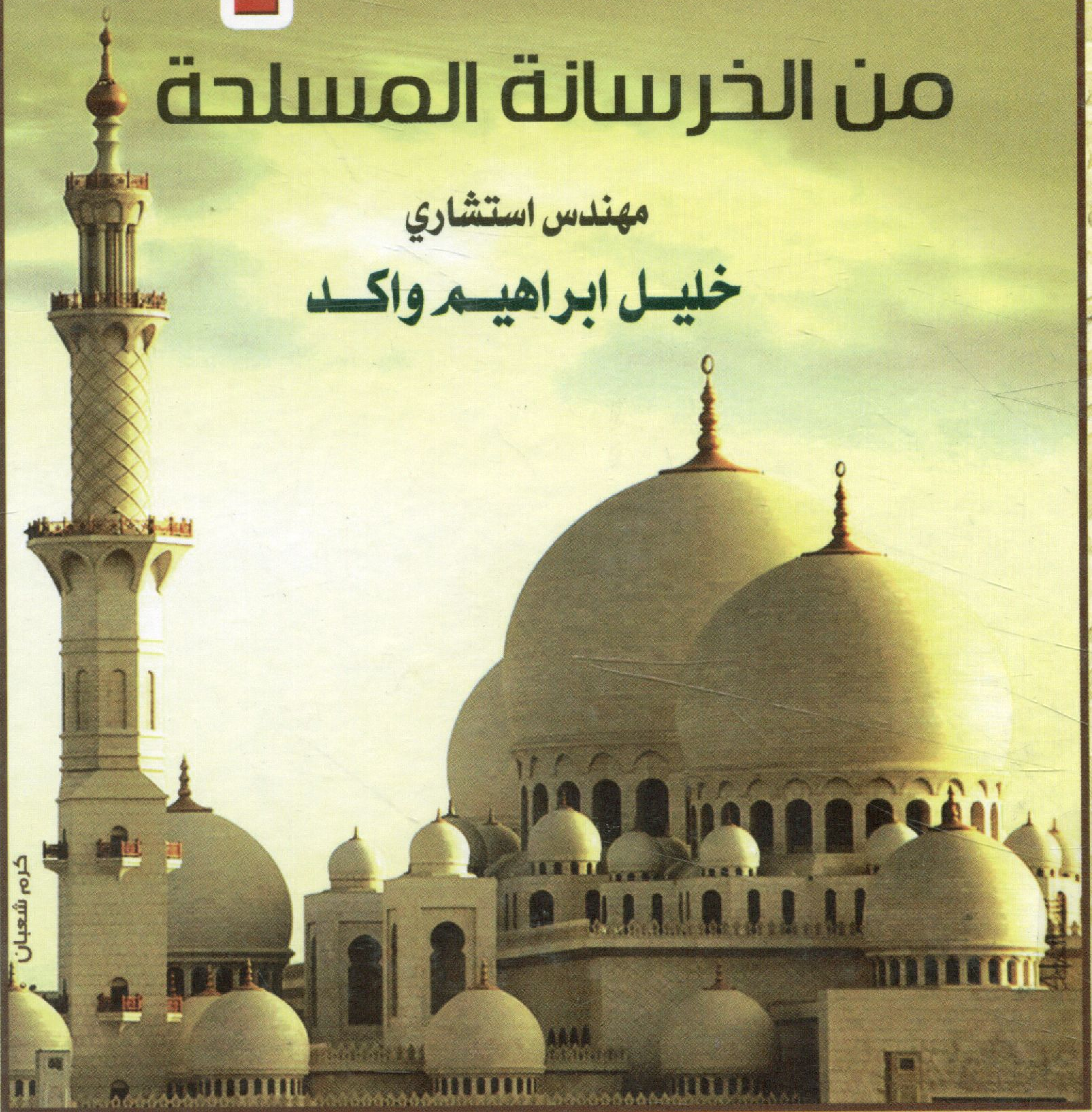
التصميم الإنشائي للمساجد

من الخرسانة المسلحة

مهندس استشاري

خليل ابراهيم واكد



دار الكتب العلمية

للنشر والتوزيع

القاهرة

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
☎ ٢٧٩٥٤٢٢٩
www.sbh-egypt.com
e-mail : sbh@link.net
Scientific Book House

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
☎ ٢٧٩٥٤٢٢٩
www.sbh-egypt.com
e-mail : sbh@link.net
Scientific Book House

التصميم الإنشائي للمساجد

من

الخرسانة المسلحة

مهندس استشاري
خليل إبراهيم واكد

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع

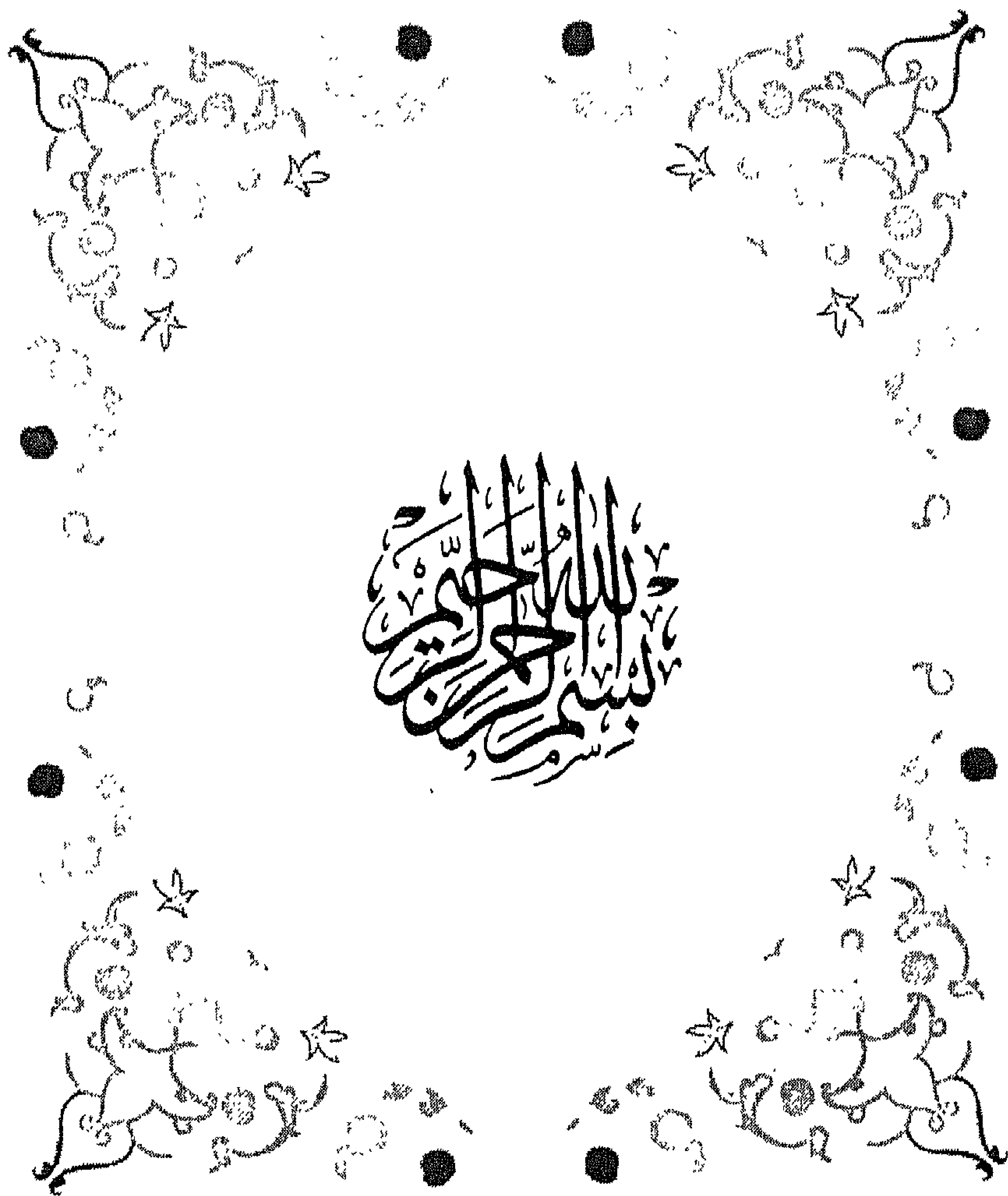
دار الكتب المصرية
فهرسة أثناء النشر إعداد إدارة الشئون الفنية

واكد ، خليل ابراهيم
التصميم الإنشائي للمساجد من الخرسانة المسلحة/ خليل ابراهيم واكد. القاهرة : **دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع** ٢٠١٣م
٤١٢ ص ، ١٧ X ٢٤سم
تدمك : ٢-٩٤-٥٠٢٩-٩٧٧-٩٧٨
١. التصميم الانشائي ٢. المساجد
أ. العنوان
ديوى ٦٢٤.١٧٧١ ٢٠١٣/٤٣٩٥

الطبعة الأولى
١٤٣٤هـ - ٢٠١٣ م

رقم الايداع : ٢٠١٣/٤٣٩٥
تدمك : ٢-٩٤-٥٠٢٩-٩٧٧-٩٧٨

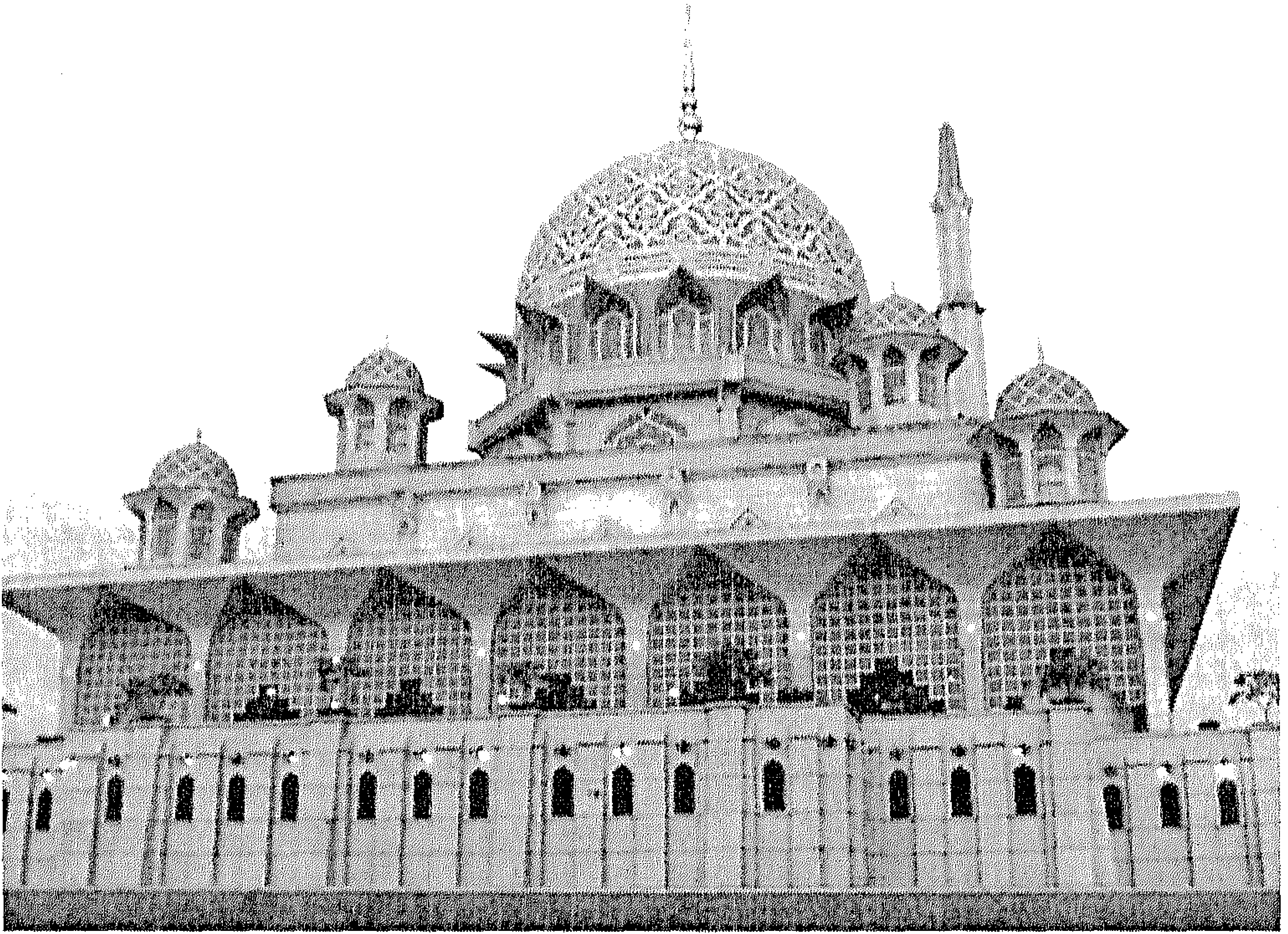
دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
☎ ٢٧٩٤٨٦١٩ - ٢٧٩٥٤٢٢٩
فاكس: ٢٧٩٢٨٩٨٠
لمزيد من المعلومات يرجي زيارة موقعنا على الإنترنت
www.sbhegypt.org
e-mail : sbh@link.net


بسم الله الرحمن الرحيم

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿إِنَّمَا يَعْمُرُ مَسَٰجِدَ ٱللَّهِ مَنْ ءَامَنَ بِٱللَّهِ وَٱلْيَوْمِ ٱلْـَٔاخِرِ وَأَقَامَ ٱلصَّلَوٰةَ وَءَاتَى ٱلزَّكَوٰةَ وَلَمْ يَخْشَ إِلَّا ٱللَّهَ فَعَسَىٰٓ أُو۟لَٰٓئِكَ أَن يَكُونُوا۟ مِنَ ٱلْمُهْتَدِينَ﴾

[التوبة: ١٨]



١

مقدمة

١ـ١ مقدمة

إن المسجد هو أهم منشأة في حياة المسلم على مر العصور. وهذا البناء يختص بنوع معين من الطرازات المعمارية، وكذلك يمتاز باستخدام نوعيات خاصة من أنظمة التحميل الإنشائية التي تتناسب مع الأشكال المعمارية المميزة له. وباختصار وإجمال، فإن المسجد يتكون كمبنى معماري من الأجزاء التالية.

١ـ٢ القاعة الرئيسية (صحن المسجد)

وصحن المسجد يتخذ أبعادًا تتراوح بين 6 × 6 m وتصل إلى 40 × 40 m، كما سوف نوضح في الأبواب التالية. إن سطح صحن المسجد يعتبر من أهم أجزاء مبنى المسجد من الناحية المعمارية، وهذا السطح عادة ما يتم تغطيته بواحد من الأنظمة الإنشائية الآتية (أو بعدة أنظمة منها متعاونة):

١. قبة المسجد dome.
٢. هرم متساوي الأوجه equal pyramid.
٣. هرم غير متساوي الجوانب unequal pyramid.
٤. كمرات رئيسية girders يتحمل عليها كمرات ثانوية secondary beams.
٥. الكمرات المتقاطعة متساوية العمق punnelled beams.
٦. الإطارات المتقاطعة متساوية العمق punnelled frames.
٧. إطارات خرسانية (أحادية الطابق) one storey.
٨. إطارات خرسانية ذات طابقين (لتحميل دور زائد لصلاة النساء).

١ـ٣ المساحة المخصصة لمصلى النساء

هذا هو الجزء الثاني الهام في المسجد بعد صحن المسجد السابق ذكره. ويمكن لمصلى النساء أن يكون في نفس منسوب (مستوى) القاعة الرئيسية (صحن المسجد) أو امتدادًا لها في نفس المنسوب. كما يمكن أن يكون مصلى النساء في الدور الثاني (منسوب أعلى من منسوب صحن المسجد بما يتراوح بين 3.5 m إلى 5.0 m.

Minarete

5.00
5.00
5.00
5.00
5.00

Main hall

Washing area

Shoes

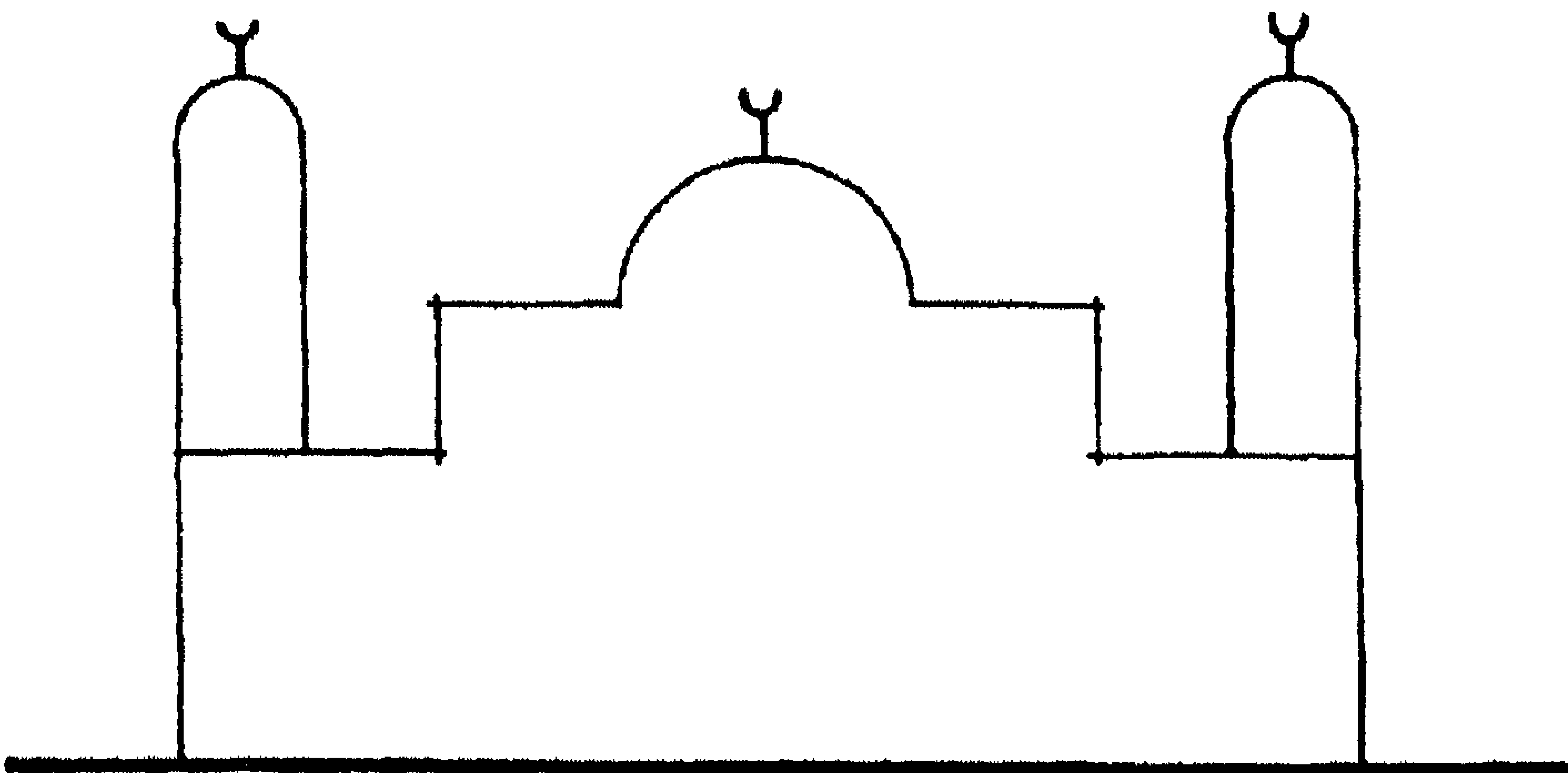
Men

Dome

Women

Women area

5.00 5.00 5.00 5.00 5.00



الشكل ١ – ١: رسم توضيحي لمسقط أفقي وواجهة رئيسية لمسجد نمطي

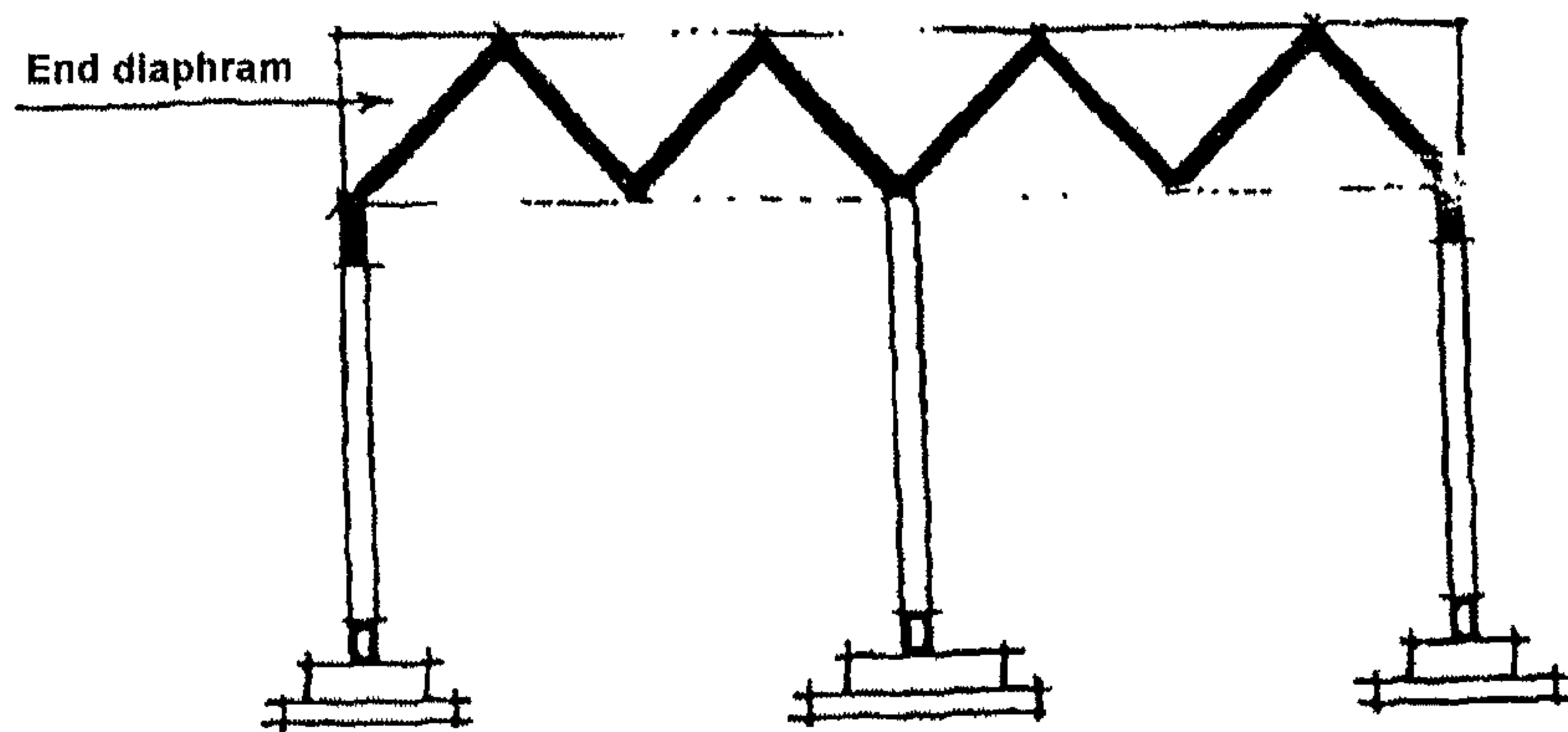
إن مساحة مصلى النساء يمكن أن ترتكز على نظام إنشائي عادي مكون من كمرة وعمود بلاطة خرسانية مصمتة محملة عليها ordinary beam-column type، أو يتم تحميله بواسطة إطار خرساني ثنائي الأدوار two storey frame، والوارد مثله مثال محلول في آخر باب من هذا الكتاب.

١-٤ المئذنة

المئذنة minarete تعتبر الرمز الإسلامي الأساسي لأي مسجد. وتتميز المئذنة كعنصر إنشائي بأنها نحيفة وطويلة. وارتفاع المئذنة يتراوح بين 10–100 m (مثال على ذلك مئذنة مسجد ميدان رمسيس). وطول المئذنة يزيد كلما ازدادت أهمية المسجد وموقعه ومساحته (هذا في العرف العام عند المسلمين).

والأحمال الرئيسية المؤثرة على المئذنة تكون بالإضافة إلى وزنها الذاتي عبارة عن قوة أحمال الرياح wind loads، وقوة أحمال الزلازل seismic loads، ويتم حسابها طبقًا لكودات البناء في البلد المُنشأ فيه المسجد والمئذنة.

١-٥ مساحة مصلى إضافي (منفصل عن المسجد)



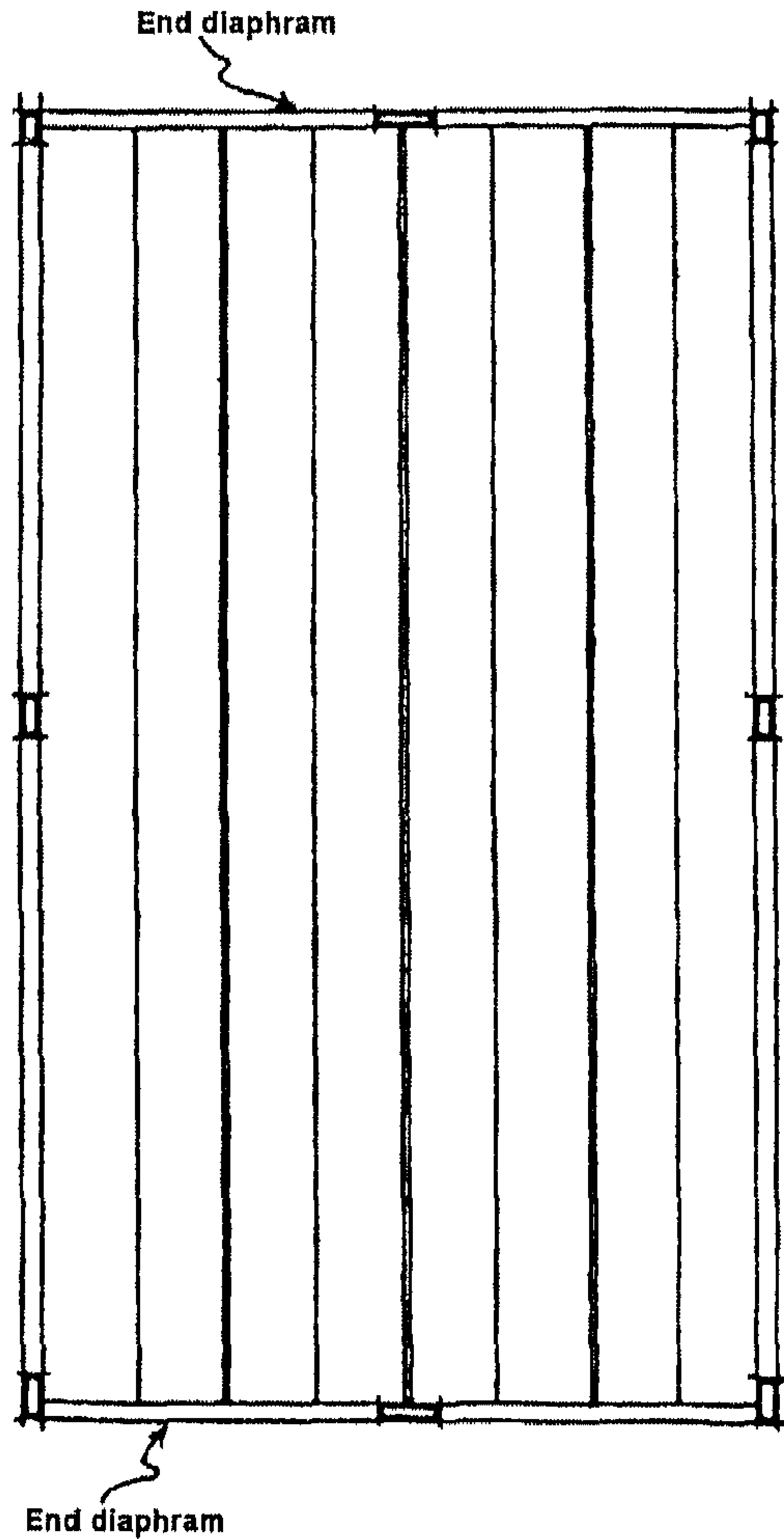
الشكل ١-٢: تغطية لمساحة صلاة إضافية بواسطة ألواح مثناة مثلثة الشكل منتظمة

هذه المساحة الإضافية للصلاة تعتبر الامتداد الطبيعي لأي مسجد في المستقبل، ويمكن تغطيتها بواسطة:

١. منشأ حديدي أو معدني steel structures، مكون من زوايا حديدية ومواسير، ومغطاة بالأسبستوس على سبيل المثال. ويمكن أن تكون التغطية من مواسير الألومنيوم.

٢. منشأ خرسانة مسلحة مثل:

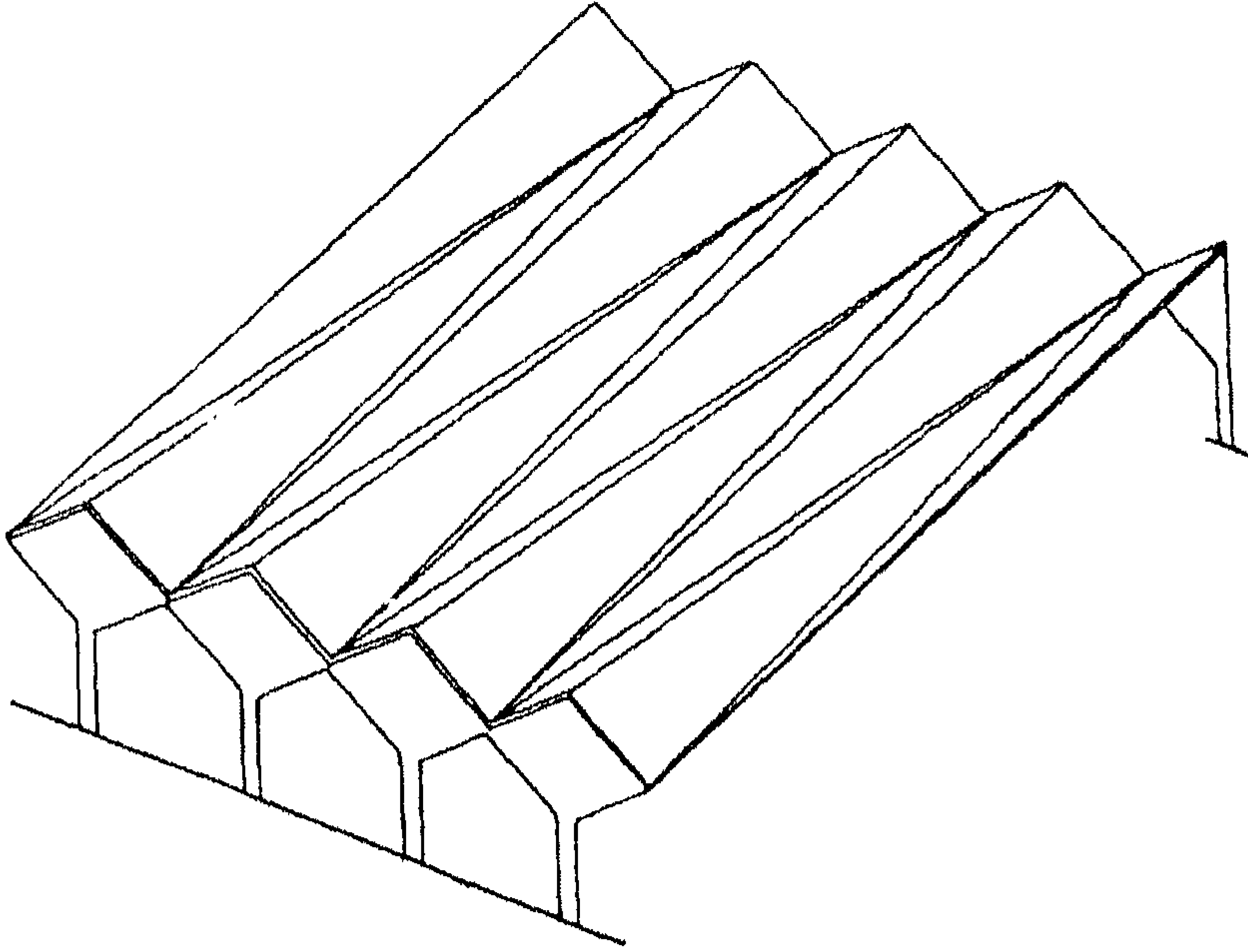
- ألواح مثناة منتظمة الشكل المثلث regular triangular folded plate.
- ألواح مثناة غير منتظمة الشكل المثلث.
- ألواح مثناة ذات شكل شبه منحرف.
- بلاطات مصمتة مثلثة الشكل محملة على كمرات.



الشكل ١-٣: ألواح مثناة مثلثية الشكل منتظمة

١-٦ مساحة مخصصة للوضوء ودورات المياه والاستحمام

وهو الجزء المتبقي من ملحقات المسجد.



الشكل ١-٤: ألواح مثناة مثلثية الشكل غير متماثلة

١-٧ منطقة السلالم

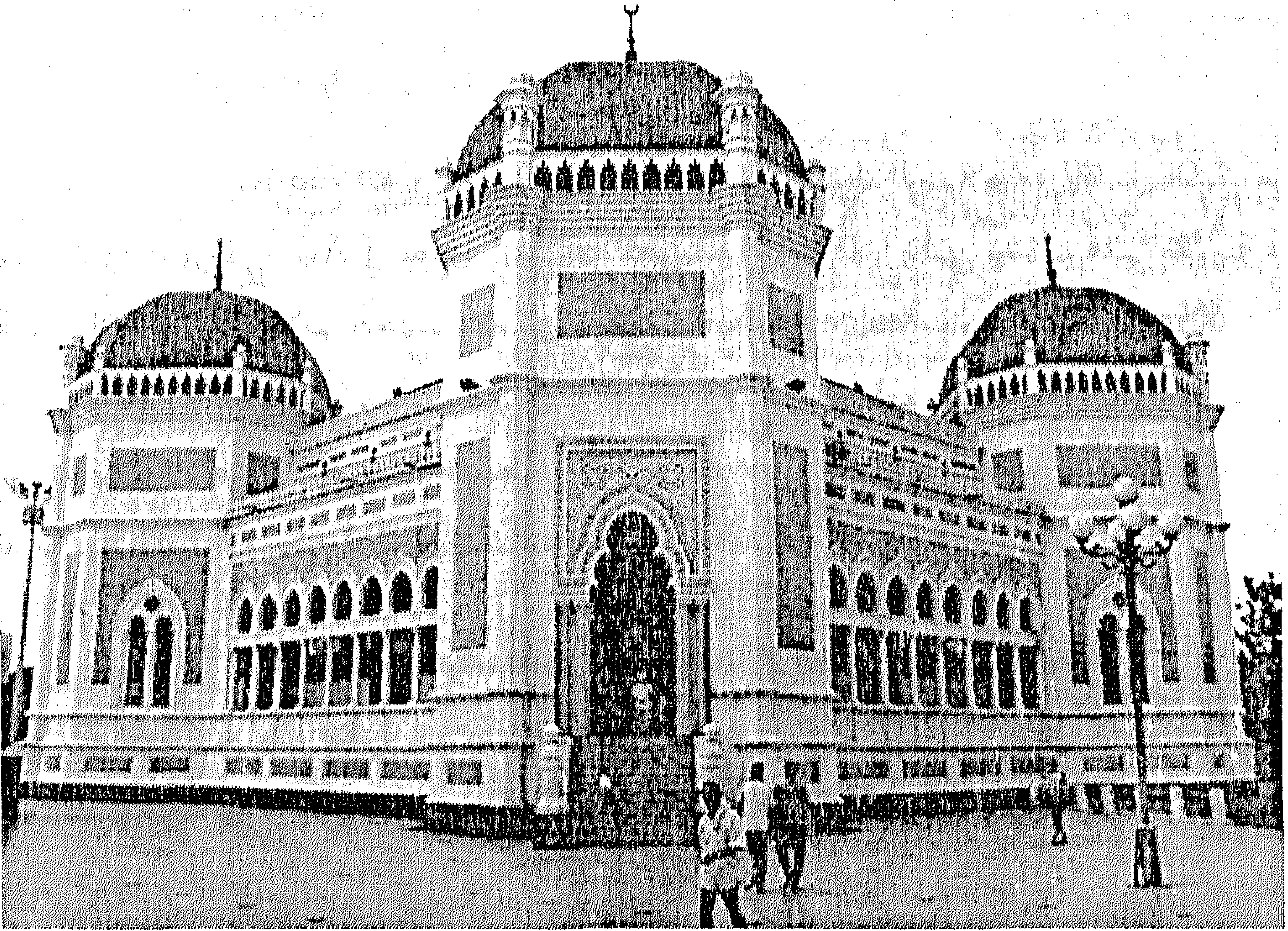
١. سلالم تؤدي إلى مساحة مصلى النساء.

٢. سلالم داخل المئذنة تكون حلزونية للصعود إلى أماكن الآذان (السلالم قد تكون خرسانية أو حديدية داخل جسم المئذنة عادة).

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿ وَمِنْ حَيْثُ خَرَجْتَ فَوَلِّ وَجْهَكَ شَطْرَ الْمَسْجِدِ الْحَرَامِ ۚ وَحَيْثُ مَا كُنتُمْ فَوَلُّوا وُجُوهَكُمْ شَطْرَهُ ... ﴾

[البقرة: ١٥٠]



٢

مفاهيم التصميم الأساسية

٢-١ مقدمة

في مصر، وطبقًا للكود المصري لأعمال تصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة الصادر عام ٢٠٠٧ – التحديث الثاني، فإن هناك مفهومين أساسيين للتصميم للمنشآت الخرسانية (قطاعات الخرسانة المسلحة):

- المفهوم الأول: طريقة التصميم باستخدام "إجهادات التشغيل" working stress design method.
- المفهوم الثاني: طريقة التصميم باستخدام "حالات الحدود القصوى المحدودة" ultimate limit state design method، وهي تقريبًا نفس مفهوم التصميم البريطاني والأوروبي مع اختلافات بسيطة.

ولكن يجب ملاحظة أنه في بعض دول الخليج وبعض الدول الإسلامية، يفضل الكثيرون اتباع الكود الأمريكي ACI في تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة، والتي تعتمد على نظرية أو طريقة التصميم بـ"حالات الحدود القصوى المطلقة" ultimate limit state design method.

وفي هذا الكتاب، فإن المؤلف (م/خليل إبراهيم واكد) سيقوم باتباع كل طرق التصميم الواردة بالكود المصري للخرسانة المسلحة – إصدار عام ٢٠٠٧، وكذلك سيقوم بعمل مثال محلول متبعًا فيه الكود الأمريكي لتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة ACI 318 M-05.

٢-٢ طريقة التصميم باستخدام إجهادات التشغيل

سوف نستعرض في هذه الفقرة باختصار ملخص الطريقة طبقًا للكود المصري لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية – كود رقم (٢٠٣ – ٢٠٠٧) ECP 203-2007. ومن خلال الباب الخامس نجد التوضيح التالي.

الباب الخامس

التصميم بطريقة المرونة (طريقة إجهادات التشغيل)

٥/١ اعتبارات عامة

يتناول هذا الباب الأسس التي تعتمد في تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة بطريقة المرونة نتيجة تأثير أحمال وأفعال التشغيل (البند ٣/٢/١/١/أ) ولاستيفاء شروط الأمان عند استخدام طريقة المرونة يجب تحقيق ما يلي:

أ) ألا تتعدى قيم الإجهادات في كل من الخرسانة وصلب التسليح تحت تأثير أحمال التشغيل قيم الإجهادات المسموح بها طبقًا للجدول ٥-١، وذلك لقطاعات معرضة لعزوم انحناء أو قوى لا مركزية أو لقطاعات معرضة لقوى قص أو عزوم لي أو قوى قص مصحوبة بعزوم لي.

ب) أن يتم استيفاء الشروط الخاصة بحالات حدود التشكل الترخيم (البند ١/٣/٤) وحالات حد التشرخ (البند ٢/٣/٤) وكذلك الشروط الواردة في البند ٤/٦ وحالات حدود الاستقرار (الانبعاج) سواء بالنسبة لإجهادات الخرسانة أو الصلب.

ج) يتم تصميم القطاعات الخرسانية المعرضة لعزوم انحناء أو قوى لا مركزية طبقًا لشروط لي طبقًا للبند ٥/٥ ويتم تحديد مقاومة الارتكاز طبقًا للبند ٦/٥ والتحقق من التماسك طبقًا للبند ٥/٢/٤.

٢/٥ إجهادات التشغيل المسموح بها

١/٢/٥ يبين الجدول ٥-١ الإجهادات المسموح بها لتشغيل الخرسانة وصلب التسليح لخرسانة تتراوح مقاومتها المميزة بعد ٢٨ يومًا بين ١٨ ن/مم٢، ٣٠ ن/مم٢ ولنوعيات الصلب المختلفة مع ملاحظة ما جاء بالبندين ٥/١/أ، ٥/١/ب.

٢/٢/٥ إجهادات الضغط المسوح بها في حالة القطاعات المعرضة لضغط لامركزي تحسب من العلاقة التالية:

$$\left(0.23+0.32\frac{e}{t}\right)f_{cu} \quad \text{where} \left(\frac{e}{t}\geq 0.05\right) \qquad (٥-١)$$

بحيث ألا تتعدى إجهادات الضغط في الانحناء أو الضغط كبير اللامركزية f_c المعطاة بالجدول ٥-١.

٣/٢/٥ يتم حساب إجهادات الشد المسموح بها للخرسانة لتحقيق اشتراطات حدود التشرخ تحت أحمال التشغيل في المنشآت المعرض أسطحها في الشد من حيث التعرض البيئي للقسمين الثالث والرابع من الجدول ٤-١١، أو في أي أحوال أخرى تستدعي ذلك طبقًا لشروط البندين ٤/٣/٢/٦، ٤/٣/٢/٧.

٣/٥ القطاعات المعرضة لعزوم انحناء أو قوى لامركزية

١/٣/٥ الفروض الأساسية والاعتبارات العامة

يتم تصميم القطاعات المعرضة لعزوم انحناء أو قوى لامركزية باستخدام طريقة المرونة طبقًا للفروض والاعتبارات العامة التالية:

الجدول ٥-١: إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب

أنواع الإجهادات	المصطلحات	إجهادات التشغيل وفقًا لرتب الخرسانة حسب مقاومتها المميزة للمكعب القياسي بعد ٢٨ يومًا (ن/مم٢)			
مقاومة الخرسانة المميزة (الرتبة)	f_{cu}	١٨	٢٠	٢٥	٣٠
الضغط المحوري $e = e_{min}$	f_{co} *	٤.٥	٥	٦	٧
الانحناء أو الضغط كبير اللامركزية	f_c *	٧.٠	٨.٠	٩.٥	١٠.٥
القص***					
مقاومة الخرسانة للقص					
بدون تسليح في البلاطات والقواعد	q_c	٠.٧	٠.٨	٠.٩	٠.٩
بدون تسليح في الأعضاء الأخرى	q_c	٠.٥	٠.٦	٠.٧	٠.٧
وجود تسليح جذعي في جميع الأعضاء	q_2	١.٥	١.٧	١.٩	٢.١
(القص واللي معًا)****					
القص الثاقب	q_{cp}	٠.٧	٠.٨	٠.٩	١.٠
الصلب الفولاذ*****		١٤٠	١٤٠	١٤٠	١٤٠
١. صلب طري 350/240	f_s	١٦٠	١٦٠	١٦٠	١٦٠
٢. صلب 450/280		٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠	٢٠٠
٣. صلب 520/360		٢٢٠	٢٢٠	٢٢٠	٢٢٠
٤. صلب 600/400		١٦٠	١٦٠	١٦٠	١٦٠
٥. الشبك الملحوم 520/450 أملس ذو النتوءات أو ذو العضات		٢٢٠	٢٢٠	٢٢٠	٢٢٠

* هذه القيمة تمثل أكبر إجهاد ضغط محوري على القطاع عند مستوى أحمال التشغيل.

** هذه الإجهادات في حالة الكمرات والبلاطات التي سماكتها (تخانتها) تزيد على ٢٠٠ مم وتخفض الإجهادات المسموح بها تبعًا لسمك البلاطات عن القيم المعطاة بمقدار ١.٥، ٢.٠، ٢.٥، ٣.٠ ن/مم٢ على التوالي للبلاطات ذات سمك ٢٠٠، ١٢٠، ١٠٠، ٨٠ مم.

*** مع مراعاة ما جاء بالبندين ٥/٤، ٥/٥.

**** في حالة وجود قص مصحوب بعزوم لي تحدد q_2 بضرب القيم المعطاة في هذا الجدول لحالة القص أو اللي في المعاملات δ_u، δ_{si} كما في المعادلتين ٥-١٦، ٥-١٧ حيث δ_u، δ_{si} معرفتان كما في المعادلة ٤-٤.

***** مع تعويض q_c، q_c بدلاً من q_c، q_c على التوالي، على أن تخفض إجهادات الصلب لاستيفاء شروط حد التشرخ (البند ٢/٣/٤) إذا دعت الظروف لذلك.

١. توزع الانفعالات على القطاع توزيعًا خطيًا وبالتالي فإن الانفعالات في الصلب والخرسانة تتناسب مع بعدها عن محور الخمول، وذلك في كل العناصر والكمرات العميقة فيكون توزيع خطيًا.

٢. تسلك الخرسانة والصلب سلوك المواد المرنة في حدود أحمال التشغيل.

٣. تهمل إجهادات الخرسانة في الشد عمومًا حيث يقاوم صلب التسليح جميع إجهادات الشد.

٤. تؤخذ نسبة معاير مرونة الصلب E_C إلى معاير مرونة الخرسانة E_C كما يلي:

أ) عند تحديد الأبعاد وحساب الإجهادات:

$$n = \frac{E_s}{E_C} = 15 \qquad (\text{٥–٢أ})$$

ب) عند حساب التشكل المرن elastic deformation، وعند تحديد القيم غير المحددة استاتيكيًا، وكذلك عند تحديد قيم إجهاد الخرسانة في الشد في العناصر التي تتطلب تحديد الأبعاد الخرسانية للمقطع دون أن تتعدى إجهادات الشد في الخرسانة حدًا معينًا دون تشرخ ناتج عن الشد (البندان ٤/٣/٢/٦، ٤/٣/٢/٧).

$$n = \frac{E_s}{E_C} = 10 \qquad (\text{٥–٢ب})$$

ويعتبر مقطع الخرسانة بأكمله فعالاً في هذه الحالات.

٥. يجب استيفاء شروط حد التشرخ (البند ٤/٣/٢) عند تحديد قيم إجهادات التشغيل التصميمية للصلب المستخدم.

٦. إذا ثبت بالاختبارات في معامل معتمدة أن إجهاد الخضوع f_y لأسياخ الصلب الطري العادي المستديرة من صناعة معينة يزيد على ٢٨٠ ن/مم^2، فيؤخذ الإجهاد المسموح به هو $f_y/2$ بحد أقصى ١٦٠ ن/مم^2.

٧. في حالة استخدام أسياخ ملساء من الصلب عالي المقاومة لا يسمح بإجهادات تزيد على ١٦٠ ن/مم^2.

٨. لا يوصى باستعمال الصلب عالي المقاومة مع خرسانة تقل المقاومة المميزة لمكعباتها بعد ٢٨ يومًا عن ٢٠ ن/مم^2.

٩. إذا كانت الإجهادات الناتجة عن تأثير الرياح أو الانكماش أو الزلازل أو تغير درجة الحرارة أو الاحتكاك في الركائز أو الهبوط غير المتساوي المحتمل لمنشأ ما ينتظر

زيادتها على ١٥% من الإجهادات الناتجة عن الأحمال الرئيسية، فيجب في هذه الحالة عند حساب المنشأ اعتبار هذا العامل. ويمكن عندئذ زيادة الإجهادات المسموح بها في حدود ١٥% لكل عامل منها وبحد أقصى مقدار ٢٥% لكل هذه العوامل مجتمعة مع ملاحظة عدم جمع تأثير الزلازل مع الرياح.

١٠. في حالة المقاطع المستطيلة المعرضة لانحناء مزدوج يمكن زيادة أقصى إجهاد مسموح به في الضغط عند ركن المقطع المعرض لأقصى إجهاد ضغط بمقدار ١ ن/مم٢ وذلك عن القيم المبينة بالجدول ٥-١.

٥/٣/٢ القطاعات المعرضة لعزوم انحناء

١. تصمم القطاعات المعرضة لعزوم انحناء منفردة أو عزوم انحناء مزدوجة طبقًا للفروض الأساسية والاعتبارات العامة الواردة في البند ٥/٣/١ وبحيث ألا تتعدى إجهادات التشغيل في الخرسانة والصلب قيم إجهادات التشغيل المسموح بها طبقًا للجدول ٥-١، ومع مراعاة ما ورد في البند ٥/٣/١/٥.

٢. يجب ألا تقل نسبة صلب التسليح في القطاعات المعرضة لعزم انحناء عن القيم المعطاة في البند ٤/٢/١/٢/ز.

٣. يجب ألا تتعدى نسب صلب التسليح في القطاعات المستطيلة المزودة بصلب ناحية الشد فقط القيم المعطاة في الجدول ٤-٢ في البند ٤/٢/١/٢/ج وذلك لنوعيات الصلب المختلفة.

٤. لا يسمح بإعادة توزيع العزوم في العناصر غير المحددة استاتيكيًا بقيم تتعدى ±١٠% مع مراعاة كافة الشروط الواجب الوفاء بها لإمكان إعادة توزيع العزوم والمعطاة في البند ٤/٢/١/٢/ج.

٥. يمكن زيادة مقاومة القطاعات للعزوم عن القيم المذكورة في البند ٤/٢/١/٢/ج وذلك باستخدام أسياخ ناحية الضغط، ويشترط عند ذلك الوفاء بما جاء في البند ٤/٢/١/٢/د.

٦. بالنسبة للقطاعات على شكل T يراعى تخفيض قيم إجهادات الخرسانة المسموح بها والمعطاة في الجدول ٥-١ إلى ثلثي القيمة المذكورة على الأكثر.

٣/٣/٥ القطاعات المعرضة لعزوم انحناء مصحوبة بأحمال محورية

١. تصمم القطاعات المعرضة للقوى اللامركزية طبقًا للفروض الأساسية الواردة في البند ١/٣/٥، الإجهادات المسموح بها وفقًا للبند ٢/٥، على أنه يمكن حساب القطاعات المعرضة للضغط اللامركزي وفق حالة حد المقاومة القصوى والمعطى في البند ٣/١/٢/٤ والقطاعات المعرضة للشد اللامركزي وفقًا للبند ٤/١/٢/٤.

٢. بالنسبة للقطاعات الخرسانية المعرضة لقوى ضغط محورية بالإضافة إلى عزوم انحناء بسيطة قيمتها أقل من Pe_{min} يجب أن تصمم هذه القطاعات على أساس أن قيمة اللامركزية لا تقل عن e_{min} حيث:

$$e_{min} = \frac{M}{P} = 0.05\, t \qquad (٥-٣)$$

أو ٢٠ مم أيهما أكبر. وفي مثل هذه الحالات يمكن أخذ تأثير اللامركزية بطريقة تقريبية وحساب حمل الضغط المحوري المسموح به للقطاع عند مستوى أحمال التشغيل من المعادلات التالية:

في حالة أعمدة ذات كانات منفصلة:

$$P = f_{cu} A_C + 0.44 f_y A_{sc} \qquad (٥-٤أ)$$

في حالة أعمدة ذات كانات حلزونية مطابقة للوارد في البنود ٦/٤/٧/ط، ٦/٤/٧/ك، ٦/٤/٧/ل يكون أكبر حمل ضغط مسموح به للقطاع عند مستوى أحمال التشغيل هو الأقل من:

$$P = 1.14 f_{CO} A_C + 0.51 f_y A_{SC} \qquad (٥-٤ب)$$

$$P = f_{CO} A_k + 0.44 f_y A_{SC} + 0.92 f_{yp} V_{SP} \qquad (٥-٤جـ)$$

وحيث الرموز A_C، A_{SC}، A_k، V_{SP}، f_{yp} في المعادلة ٥-٤ مبين مصطلحاتها في البند ٣/١/٢/٤/ج-٢، ويشترط ألا تقل حجم كانات التسليح الحلزوني إلى حجم قلب القطاع الخرساني المحدد بدائرة الكانة الحلزونية μ_{SP} عن القيمة المعطاة في المعادلة ٤-١٢.

٣. بالنسبة للقطاعات المعرضة لعزوم انحناء منفردة بالإضافة إلى حمل ضغط محوري قيمته لا تتجاوز قيمة P المحددة من المعادلة ٥-٥.

$$P \le 0.26 f_{CU} A_C \qquad (٥-٥)$$

يمكن إهمال تأثير القوى المحورية ويصمم القطاع لمقاومة العزوم فقط طبقًا للبند ٢/٣/٥.

٥/٤ القطاعات المعرضة لقوى القص

٥/٤/١ الكمرات

٥/٤/١/١ تؤخذ القطاعات الحرجة في القص وفقًا للبند ٤/٢/٢/١/١

٥/٤/١/٢ حساب إجهاد القص الافتراضي في الكمرات

في حالة الكمرات والبلاطات ذات العمق الثابت يُحسب إجهاد القص q من المعادلة:

$$q = \frac{Q}{bd} \qquad (٥-٦)$$

حيث Q = قوى القص.

b = عرض المقطع المستطيل أو عرض جذع المقطع على شكل حرف T أو غيره.

في حالة الكمرات متغيرة العمق تُستبدل قوى القص Q بالقيمة Q_r طبقًا للمعادلة التالية:

$$Q_r = Q - \frac{M \tan\beta}{d} \qquad (٥-٧)$$

حيث β = زاوية ميل تغير العمق مقاسة من محور الكمرة ولا تزيد القيمة $\tan\beta$ على ٠.٣٣.

ويفترض في المعادلة ٥-٧ أن عمق القطاع يزيد مع زيادة عزم الانحناء وخلاف ذلك تُستبدل الإشارة السالبة في المعادلة ٥-٧ بإشارة موجبة.

٥/٤/١/٣ يجب ألا تتعدى مقاومة الخرسانة لإجهاد القص قيم q_c المعطاة في الجدول ٥-١ مع مراعاة ما جاء في البند ٥/٥/٤ في حالة تعرض القطاع لقوى قص مصحوبة بعزم لي.

٥/٤/١/٤ يجب ألا تتعدى مقاومة الخرسانة لإجهاد القص قيم q_c المعطاة في الجدول ٥-١. وفي حالة تعرض القطاع إلى قوى قص مصحوبة بقوى شد، فإنه يمكن اعتبار قيم q_c تساوي الصفر.

٥/٤/١/٥ إذا زادت قيمة القص q على مقاومة الخرسانة q_s فإنه يجب استخدام تسليح جذعي من نوع أو أكثر من الأنواع الآتية وفقًا للبند ٥/٤/١/٧:

١. كانات عمودية على محور العنصر.

٢. كانات مائلة أو أسياخ مكسحة بزاوية لا تقل عن ٣٠° مع المحور مع كانات عمودية على مستوى المحور.

٥/٤/١/٦ تقدر مقاومة التسليح الجذعي كما يلي:

$$q_s = q 0.5 q_c \qquad (٥-٨)$$

ويبين الشكل ٤-٧ المناطق التي تتطلب تسليح جذعي مع مراعاة ما جاء بالبند ٤/٢/٢/١/٦ الخاص بالحد الأدنى لنسب التسليح الجذعي في المناطق الأخرى.

٥/٤/١/٧ حساب التسليح الجذعي

أ) إجهاد القص q_{st} الذي تقاومه الكانات العمودية على المحور يُحسب من المعادلة:

$$q_{st} = \frac{A_{st} f_s}{s d} \qquad (٥-٩)$$

حيث A_{st} = مساحة مقطع فروع الكانات.

s = المسافة بين الكانات.

ب) في حالة استخدام كانات مائلة أو أسياخ طولية مكسحة بزاوية α على محور العنصر يُحسب إجهاد القص q_{sb} الذي يقاوم بواسطتها من العلاقة:

$$q_{sb} = \frac{A_{sb} f_s (\sin\alpha + \cos\alpha)}{s b} \qquad (٥-١٠)$$

حيث A_{sb} = مساحة مقطع الكانة أو الأسياخ المكسحة، وحيث:

$$q_s = q_{st} + q_{sb} \qquad (٥-١١)$$

وفي حالة ما إذا كانت الزاوية $\alpha = 45°$ يمكن كتابة المعادلة ٥-١٠ في الصورة:

$$q_{sb} = \frac{A_{sb} f_s \sqrt{2}}{s b} \qquad (١٥-١٢)$$

٥/٤/١/٨ متطلبات عامة في اختيار وترتيب التسليح الجذعي

يجب مراعاة كافة المتطلبات الخاصة بالنسب الدنيا وكذلك تفاصيل التسليح الجذعي المعطاة بالبند ٤/٢/٢/١/٦.

٥/٤/٢ البلاطات والقواعد

تُحسب إجهادات القص في البلاطات والقواعد كما يلي:

١. مثل الكمرات سواء في الاتجاه الطولي أو العرضي كما هو وارد في البنود ٥/٤/١/٢ إلى ٥/٤/١/٤، مع مراعاة ألا تزيد قيمة إجهاد القص الاعتباري المحسوب من المعادلة ٥-٦ على نصف قيمة q_c المعطاة في الجدول ٥-١.

٢. تُحسب إجهادات القص الثاقب طبقًا للبند ٥/٤/٣.

٥/٤/٣ القص الثاقب

٥/٤/٣/١ يعتبر القطاع الحرج لحساب إجهادات القص الثاقب بجوار الأحمال المركزة في البلاطات والأساسات على بعد $d/2$ عن محيط تأثير القوى المركزة (الشكل ٤-٩).

٥/٤/٣/٢ يُحسب إجهاد القص الثاقب من العلاقة التالية:

$$q_p = \frac{Q_p}{b_o\, d} \qquad (٥-١٣)$$

حيث b_o = طول محيط القطاع الحرج (الشكل ٤-٩).

٢-٣ طريقة التصميم باستخدام حالات الحدود القصوى المحدودة

ونستعرض في هذه الفقرة باختصار ملخص هذه الطريقة طبقًا للكود المصري رقم ٢٠٣، الصادر عام ٢٠٠٧، لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية. ونبدأ باستعراض الباب الثالث بعنوان "اعتبارات عامة في تصميم القطاعات" ثم نتلوه بالباب الرابع بعنوان "التصميم بطريقة حالات الحدود".

عام

إن الكود المصري لأعمال تصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة كود رقم ٢٠٣ – التحديث الثاني الصادر عام ٢٠٠١م، قام باعتماد طريقة حالات الحدود التي قام الكود المصري الصادر عام ١٩٨٩م باعتمادها طريقة للتصميم في المنشآت الخرسانية المسلحة في مصر. وهذه الطريقة مبنية أساسًا على مفهوم لحدود الأمان في التصميم مبتكر في المملكة المتحدة (بريطانيا) منذ عام ١٩٧٢م، وصدر به الكود البريطاني للخرسانة المسلحة في ذلك العام والمسمى CP 110، وتم اعتماده في الكود البريطاني الحالي المسمى BS 8110.

حالة الحدود لأي منشأ

هي حالة معينة يكون عندها المنشأ فاشلاً في تحقيق مهمته أو استيفاء حدود الأمان للحالة التي صُمم من أجلها هذا المنشأ.

تصنيف حالات الحدود

توجد ثلاثة أنواع من حالات الحدود يجب استيفاء شروطها عند تصميم أي منشأ خرساني وهي كالتالي كما هو وارد بالكود المصري للخرسانة المسلحة لعام ٢٠٠٤م.

١/١/١/٣ حالات حد المقاومة القصوى

وهو الحد الذي يضمن على أسس إحصائية عدم حدوث انهيار للمنشأ أو لأجزاء منه، والناتجة عن وصول القطاع إلى حد المقاومة القصوى له.

ويتحكم هذا الحد في طبيعة انهيار أجزاء المنشأ (البند ٤/٢) وبيانه كالتالي:

٤/٢ حالة حد المقاومة القصوى

يتناول هذا البند حساب المقاومة القصوى لقطاعات معرضة لعزوم انحناء m، أو قوى اللامركزية N (البند ٤/٢/١)، ولقطاعات معرضة لقوى قص Q (البند ٤/٢/٢)، ولقطاعات معرضة لعزوم التواء (البند ٤/٢/٣)، وكذلك مقاومة التحميل (الارتكاز) bearing (البند ٤/٢/٤)، والتحقق من مقاومة التماسك (البند ٤/٢/٥).

٢/١/١/٣ حالة حد الاستقرار

وهو الحد الذي يضمن –على أسس إحصائية– عدم حدوث انهيارات ناتجة عن الانبعاج buckling (البند ٦/٤) أو الانقلاب overturning أو الطفو uplift أو الانزلاق sliding للمنشأ.

٣/١/١/٣ حالات حدود التشغيل

وهي الحدود التي يؤثر تجاوزها سلبيًا على استخدام المنشأ ومتانته، وينقسم هذا البند إلى حالات الحدود التالية:

أ) حالات حدود التشكل والترخيم

وهي الحالات التي تضمن –على أسس إحصائية– عدم حدوث تشكلات أو ترخيم تتجاوز الحدود المسموح بها، والتي تؤثر على كفاءة استخدام عناصر المنشأ (البند ٤/٣/١).

ب) حالات حد التشرخ

وهي الحالات التي تضمن –على أسس إحصائية– عدم حدوث شروخ باتساع crack width يؤثر سلبيًا على كفاءة المنشأ، أو تحد من صلاحيته أو طول فترة هذه الصلاحية، أو تؤثر أيضًا على المظهر العام لأجزائه (البند ٤/٣/٢).

وفي الصفحات التالية سنقوم بشرح بعض حالات الحدود بالتفاصيل في نطاق أهميتها بالنسبة لتصميم عناصر السلالم الخرسانية المسلحة.

الحالة الحدية القصوى للأحمال

(أ) الحمل المميز

هو نفسه حمل التشغيل service loads (working loads)، ويرمز له بالرموز الآتية:

- الحمل الميت dead load G_k, g_k
- الحمل الحي live load Q_k, q_k

تم تعريف هذا الحمل في المواصفات القياسية المصرية لعام ٢٠٠١م في البند ٣/٢/١/١ كالآتي:

أ) أحمال وأفعال التشغيل

تُعرف أحمال التشغيل في هذا الكود بأنها الأحمال المنتظر حدوثها تحت ظروف التشغيل والتي تكون احتمالات الزيادة بها لا تزيد على ٥% وذلك بناءً على نتائج وبيانات إحصائية. وتؤخذ هذه الأحمال طبقًا للكود المصري لحساب الأحمال والقوى في الأعمال الإنشائية وأعمال المباني رقم (٢٠١) وتشمل الأحمال الحية والدائمة (الميتة)، وكذلك أحمال وقوى الرياح والزلازل وضغط الأتربة والسوائل والأحمال الديناميكية، وأيضًا تأثيرات فرق الهبوط وأفعال الزحف والانكماش وتغيرات درجات الحرارة المنتظرة. وفي الأجزاء المعرضة للزلازل يؤخذ تأثير تلك الزلازل تبعًا لشدتها.

ويمكن الرمز لحمل التشغيل بالرمز F_k وبالتالي يمكن تحديد قيم F_k عن طريق الحمل المتوسط F_m والحيود القياسي standard deviation عن المتوسط وذلك عن طريق المعادلة الإحصائية الآتية:

$$F_k = F_m + 1.64s \qquad (٢-١)$$

حيث F_m = الحمل المتوسط mean load،

s = الحيود القياسي standard deviation.

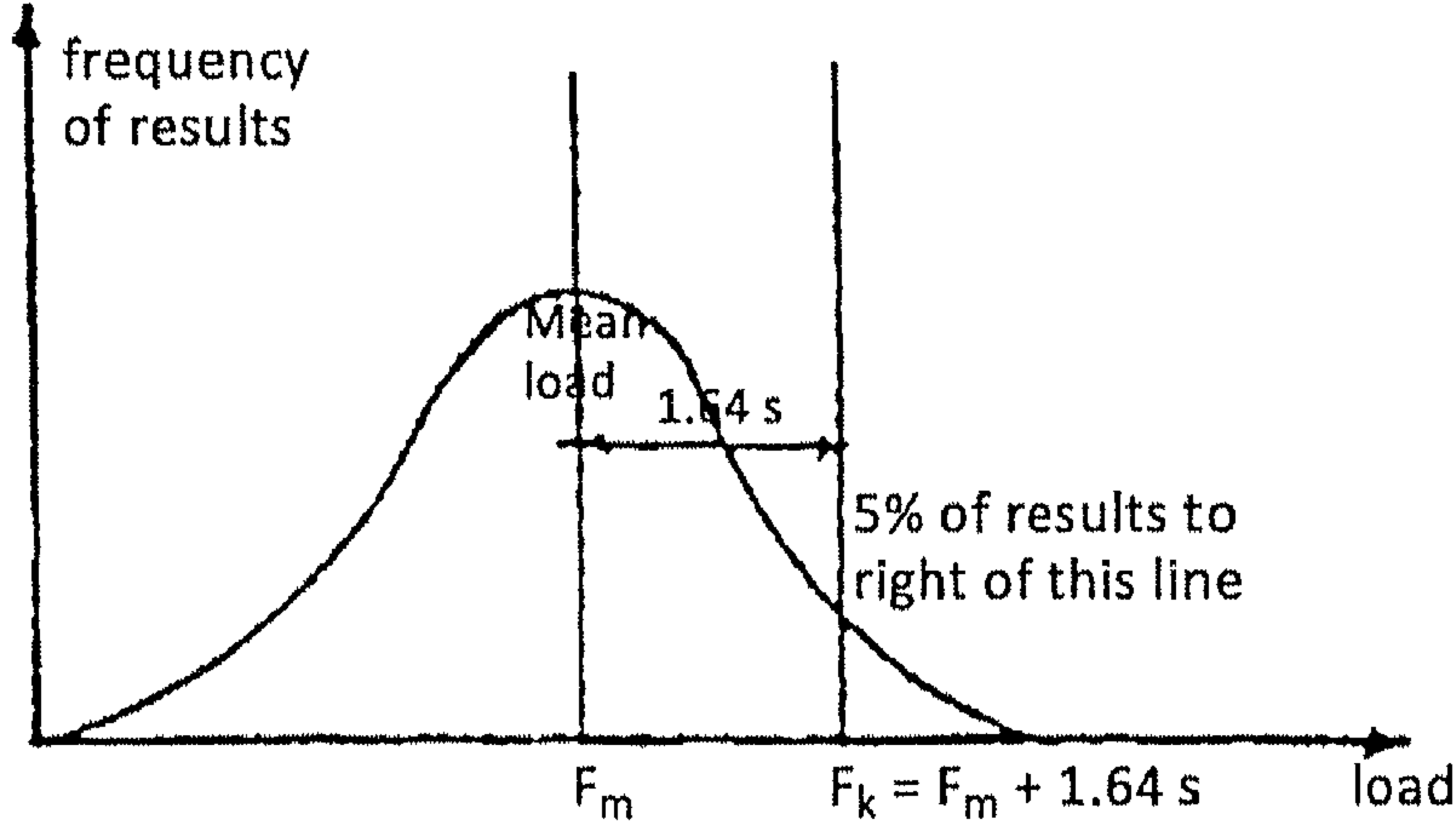
ملاحظات

g_k = حمل التشغيل منتظم التوزيع لكل متر مربع للبلاطات ولكل متر طولي للكمرات.

G_k = حمل التشغيل الكلي على بحر الكمرة (حمل مركز، محصلة الأحمال الموزعة).

$$\therefore \quad G_k = g_k L$$

حيث L = بحر الكمرة.



الشكل ٢-١: الحمل المميز characteristic load (حمل التشغيل service load)

(ب) أحمال التصميم

يتم الحصول على حمل التصميم عن طريق ضرب حمل التشغيل المعرف بالبند ٣/٢/٢/١/١/أ في معاملات زيادة الأحمال γ_f ، أي أن:

$$g = \gamma_f \, g_k \qquad (٢-٢)$$

حمل التشغيل الميت × معامل أمان الحمل الميت = حمل التصميم الميت

ومعامل أمن زيادة الأحمال قد تم ابتكاره ليأخذ في الاعتبار العوامل الآتية:

١. الزيادة غير العادية المحتملة للأحمال عن المتوقع في حساب الحمل المميز أو حمل التشغيل من المعادلة ٢-١.
٢. التقدير أو الترتيب غير الدقيق لتأثير هذه الأحمال.
٣. التغيرات المحتملة في دقة الأبعاد الحادثة أثناء التنفيذ.
٤. أهمية الحالة الحدية التي يتم اعتبارها أثناء التصميم.

ومعامل زيادة أمان الأحمال γ_f يختلف باختلاف الحالة الحدية، وقيمه المختلفة تم وضعها في الجدول ٢-١ كما جاءت في المواصفات المصرية لعام ٢٠٠١م.

الجدول ٢-١: معاملات زيادة أمان الأحمال

حالات التحميل	الحمل الميت		الحمل الحي		أحمال الرياح أو الزلازل
	حد أدنى	حد أقصى	حد أدنى	حد أقصى	
حمل ميت + حمل حي	١.٤٠	٠.٩٠	١.٦٠	صفر	صفر
حمل ميت + أحمال رياح	١.٤٠	٠.٩٠	صفر	صفر	١.٣
حمل ميت + حمل حي + حمل رياح (أو زلازل)	٠.٠٨ ×	١.٤٠	٠.٨٠ ×	١.٦٠	١.٦٠ × ٠.٨٠

ولدراسة الحالات المختلفة في الكمرات المستمرة يُرجع إلى الشكل ٢-٢. أما بالنسبة لحالات التحميل المختلفة لكمرة ذات كابولي overhanging فيُرجع إلى الشكل ٢-٣.

٢-٣-١ تحديد الأمان عند استعمال طريقة حالات الحدود

٣/٢/١ تحديد الأمان عند استعمال طريقة حالات الحدود

٣/٢/١/١ تحديد الأحمال والأفعال

أ) أحمال وأفعال التشغيل

تُعرف أحمال التشغيل في هذا الكود بأنها الأحمال المنتظر حدوثها تحت ظروف التشغيل والتي تكون احتمالات الزيادة بها لا تزيد على ٥% وذلك بناءً على نتائج وبيانات إحصائية. وتؤخذ هذه الأحمال طبقًا للكود المصري لحساب الأحمال والقوى في الأعمال الإنشائية وأعمال المباني رقم (٢٠١) وتشمل الأحمال الحية والدائمة (الميتة)، وكذلك أحمال وقوى الرياح والزلازل وضغط الأتربة والسوائل والأحمال الديناميكية، وأيضًا تأثيرات فرق الهبوط وأفعال الزحف والانكماش وتغيرات درجات الحرارة المنتظرة. وفي الأجزاء المعرضة للزلازل يؤخذ تأثير تلك الزلازل تبعًا لشدتها.

ب) قيم الأحمال والأفعال القصوى لحالات حد المقاومة القصوى

تُحسب الأحمال والأفعال القصوى على عناصر المنشأ المختلفة بضرب أحمال التشغيل المعرفة في البند ٣/٢/١/١/أ في معاملات زيادة الأحمال وذلك على النحو التالي:

١. في العناصر المعرضة لأحمال حية والتي يمكن فيها إهمال تأثير أحمال الرياح والزلازل يؤخذ الحمل الأقصى:

$$U = 1.4D + 1.6L \qquad (٣-١)$$

حيث D = الأحمال (الميتة) الدائمة dead loads.

L = الأحمال الحية live loads.

٢. في حالة ما إذا كان الحمل الحي لا يزيد على ٧٥% من قيمة الأحمال الدائمة يمكن أخذ قيمة الأحمال القصوى:

$$U = 1.5(D+L) \quad (٣-٢)$$

٣. في العناصر المعرضة لأحمال حية بالإضافة إلى الأحمال الناشئة عن الضغوط الجانبية نتيجة للسوائل أو الأتربة يكون الحمل الأقصى:

$$U = 1.4D + 1.6(E+L) \quad (٣-٣)$$

حيث E = الأحمال الناشئة عن الضغوط الجانبية lateral loads.

وبشرط ألا تقل قيمة U عن القيمة المعطاة بالمعادلة ٣-١.

أما في حالة الضغوط الجانبية للسوائل المحصورة داخل عناصر محددة الأبعاد مثل الخزانات فتستبدل بالقيمة 1.6E في المعادلات ٣-٣، ٣-٧ القيمة 1.4E.

٤. في حالة وجود أحمال ناشئة عن ضغط الرياح W أو أحمال ناشئة عن زلازل S يؤخذ الحمل الأقصى القيمة الأكبر من أي المعادلتين التاليتين:

$$U = 0.8(1.4D + 1.6L + 1.6W) \quad (٣-٤)$$

$$U = 0.8(1.4D + 1.6L + 1.6S) \quad (٣-٥)$$

وبشرط ألا تقل عن قيمة U عن القيمة المعطاة بالمعادلة ٣-١، ولا يجوز الجمع بين حالتي أحمال الرياح والزلازل.

٥. في حالات التحميل التي يؤدي فيها خفض الأحمال الدائمة إلى زيادة قيمة الأفعال القصوى في بعض القطاعات يؤخذ معامل الأحمال الدائمة ٠.٩٠.

٦. في حالة ما إذا كانت الأحمال الدائمة تزيد من ثبات المنشأ تُستبدل الأحمال القصوى في المعادلات الواردة في البنود ١، ٣، ٤ السابقة بما يلي على التوالي:

$$U = 0.9D \quad (٣-٦)$$

$$U = 0.9D + 1.6E \quad (٣-٧)$$

$$U = 0.9D + 1.3W \quad (٣-٨)$$

$$U = 0.9D + 1.3S \quad (٣-٩)$$

٧. عند حساب تأثير تغييرات درجة الحرارة وفروق الهبوط والزحف والانكماش T يؤخذ الحمل الأقصى كما يلي:

$$U = 0.8(1.4D + 1.6L + 1.4T) \qquad (٣-١٠)$$

بشرط ألا يقل عن:

$$U = 1.4(D + T) \qquad (٣-١١)$$

وتُحسب تأثير هذه الانفعالات طبقًا للبند ٣/٣.

٨. يمكن أن تُعامل الأحمال الديناميكية K على أساس حمل استاتيكي إضافي مكافئ ويؤخذ الحمل الأقصى كما يلي:

$$U = 1.4D + 1.6L + 1.6K \qquad (٣-١٢)$$

مع مراعاة ما جاء في المعادلة ٣-٦.

ج) قيم الأحمال والأفعال في حالة التصميم بطريقة المرونة ولحالات حدود التشغيل:

١. عند التصميم بطريقة المرونة (البند ٣/١/٢) وكذلك عند حساب حالات حدود التشغيل طبقًا للبند ٣/١/١/٣ (الترخيم والتشرخ بطريقة المرونة) تُعتبر قيم الأفعال والأحمال الحسابية مساوية لقيم أحمال التشغيل (البند ٣/٢/١/١/أ).

٢. في حالة ما إذا كانت الأحمال الدائمة تؤدي إلى ثبات المنشأ أو إلى خفض قيمة الأفعال القصوى في بعض القطاعات تؤخذ أحمال التشغيل كما يلي:

$$0.9D \qquad (٣-١٤أ)$$

$$(0.9D + W) \text{ أو } (0.9D + S) \qquad (٣-١٤ب)$$

مع ضرورة أخذ معامل الأمان الكافي الذي يضمن استيفاء شروط حالة حد الاستقرار.

٣/٢/١/٢ معامل خفض المقاومة γ

يمثل معامل خفض المقاومة γ معامل الأمان المطلوب لأخذ المعاملات المختلفة التي تؤثر سلبيًا على المقاومات القصوى للقطاعات المختلفة في الاعتبار، وتتمثل هذه العوامل في احتمالات الاختلافات البسيطة والتي تكون في حدود نسبة الخطأ المسموح بها إحصائيًا في أبعاد القطاع ونوعيات الخرسانة والصلب المستعمل عن القيم التي تم التصميم على أساسها، وكذلك في الأخطاء البسيطة التي قد تنتج عن التقريب في العمليات الحسابية والافتراضات التقريبية في الحلن وتختلف قيم هذه المعاملات طبقًا لنوعية الأحمال المؤثرة (عزوم، قص،

...إلخ) وطبقًا لطبيعة الانهيار الخاصة به سواء من النوعية القصفة brittle أو من النوعية المطيلة ductile التي تعطي إنذارات مسبقة، وتختلف أيضًا طبقًا لأهمية العنصر في المنشأ. وتُعطى قيم هذه المعاملات كما يلي:

أ) تؤخذ معاملات خفض المقاومة للخرسانة γ_C ولصلب التسليح γ_S للتأثيرات التالية:

- قوة الشد المحورية وقوى الشد اللامركزية.
- عزوم الانحناء.
- قوى القص وعزوم اللي.
- الارتكاز.
- التماسك.

كما يلي:

$$\gamma_C = 1.5 \qquad (٣-١٥أ)$$

$$\gamma_S = 1.15 \qquad (٣-١٥ب)$$

ب) في حالة عزوم الانحناء المصحوبة بقوى ضغط محورية (ضغط لامحوري)، تؤخذ معاملات خفض المقاومة المميزة كما يلي:

$$\gamma_C = 1.5\left[\frac{7}{6} - \frac{e/t}{3}\right] \geq 1.5 \qquad (٣-١٦أ)$$

$$\gamma_S = 1.15\left[\frac{7}{6} - \frac{e/t}{3}\right] \geq 1.15 \qquad (٣-١٦ب)$$

حيث $\frac{e}{t} \geq 0.05$

(أ) حالات التحميل المختلفة في الكمرات المستمرة

حالة خاصة لحالات التحميل في الكمرات المستمرة

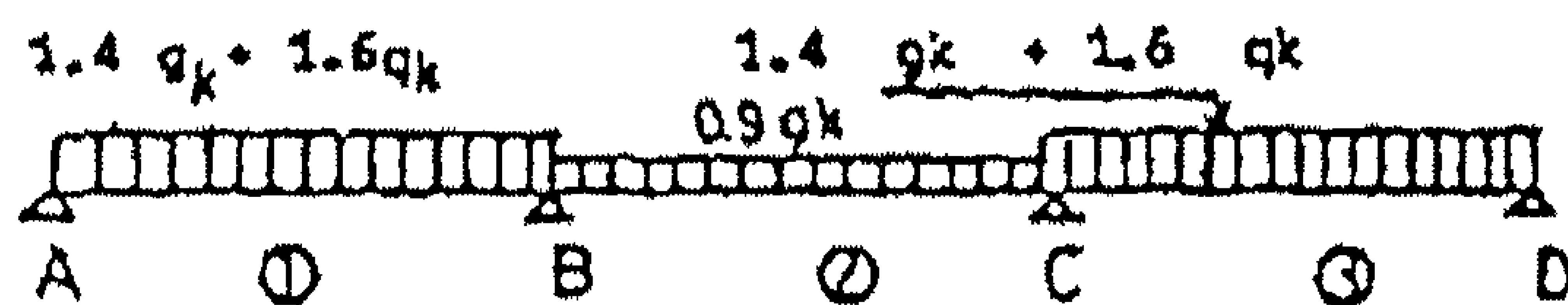
يمكن أخذ حالة التحميل بالحمل الكلي للحصول على عزوم التصميم M_u إذا كان الحمل الحي أقل أو يساوي $^3/_4$ الحمل الميت. وفي هذه الحالة يمكن أخذ الحمل الكلي U مساويًا للآتي:

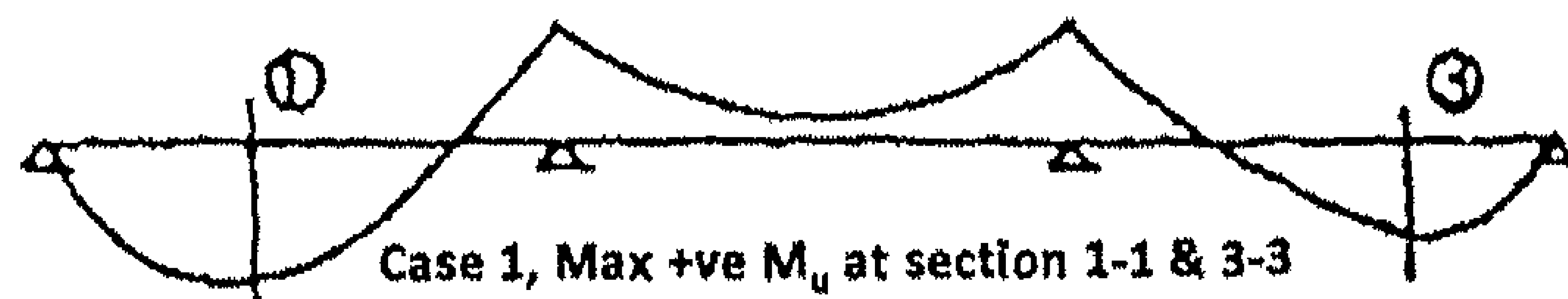
$$U = 1.5(D + L) \qquad (٣-٢)^*$$

---

* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

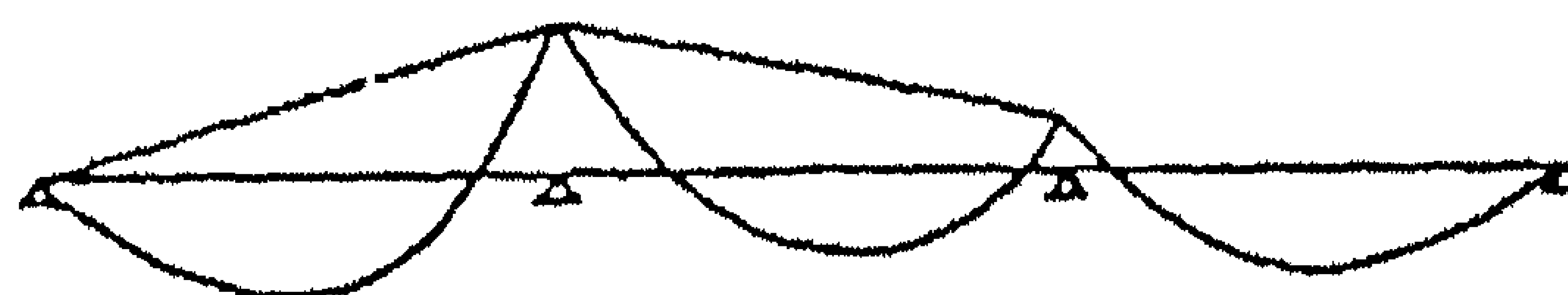
أو
$$U = 1.5(g_k + q_k)$$



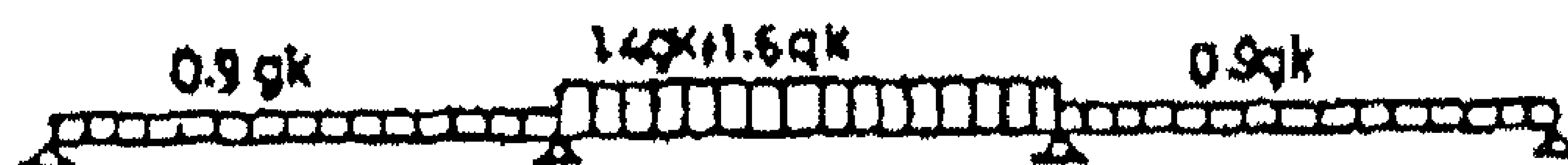


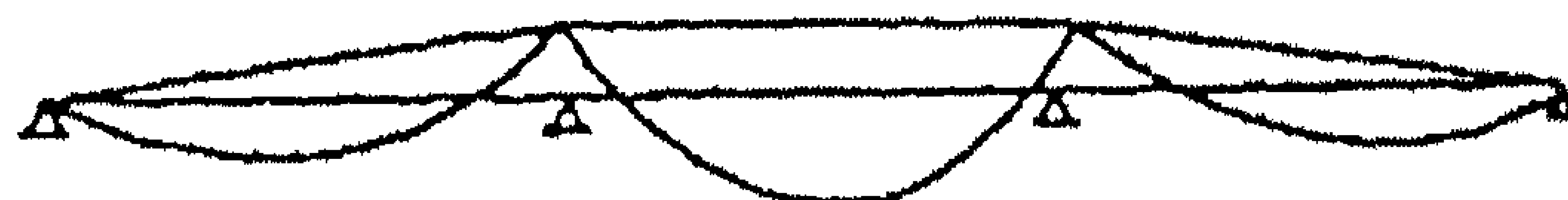
Case 1, Max +ve M_u at section 1-1 & 3-3





Case 2, Max -ve M_u at section B-B





الشكل ٢-٢: أشكال عزوم الانحناء لحالات التحميل المختلفة

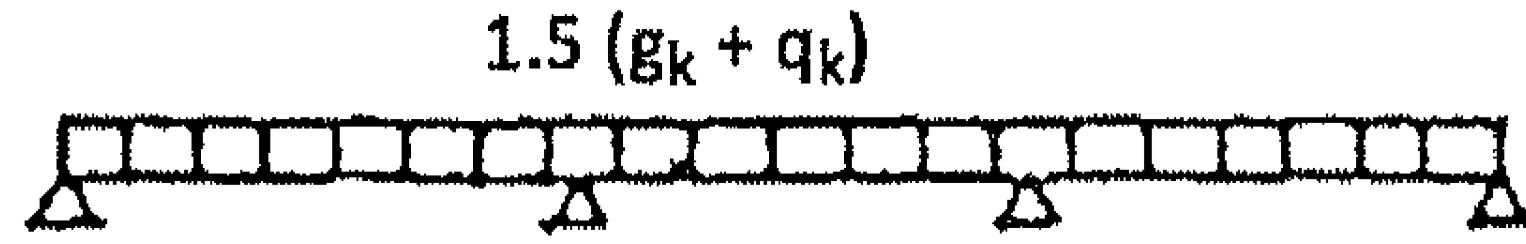
وهذه الحالة تحدث عادة في المباني السكنية والإدارية حيث إن:

$$g_k = \text{Own wt. of slab O + Flooring}$$
$$= (0.10 \rightarrow 0.14) \times 2.5 + 0.15 = 0.40 \ t/m^2$$

الحمل الحي:
$$q_k = 0.20 \rightarrow 0.30 \ t/m^2$$

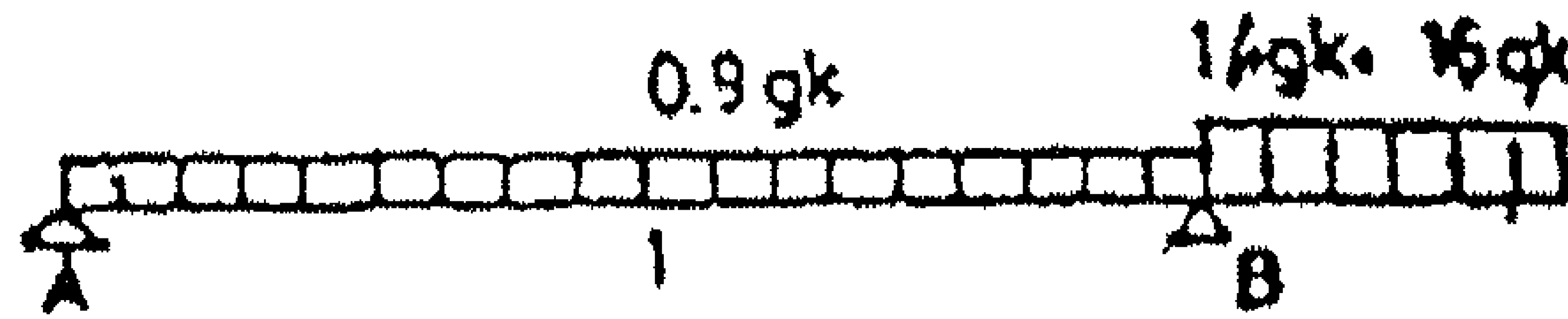
$$\therefore \ \frac{q_k}{g_k} = \frac{0.30}{0.40} = 0.75 q_k$$

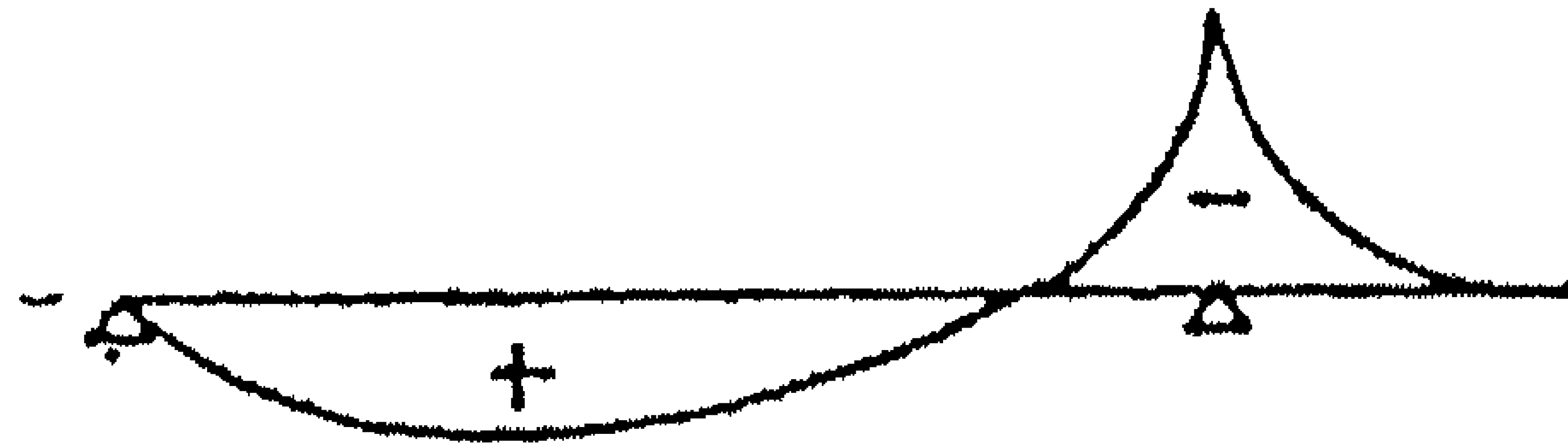
وبالتالي، فإن أغلب المباني في مصر سوف تشملها هذه المعادلة (٣-٢) من المواصفات المصرية لعام ٢٠٠١م.



الشكل ٢-٣: كمرة مستمرة تحت تأثير حمل موزع متساو منتظم

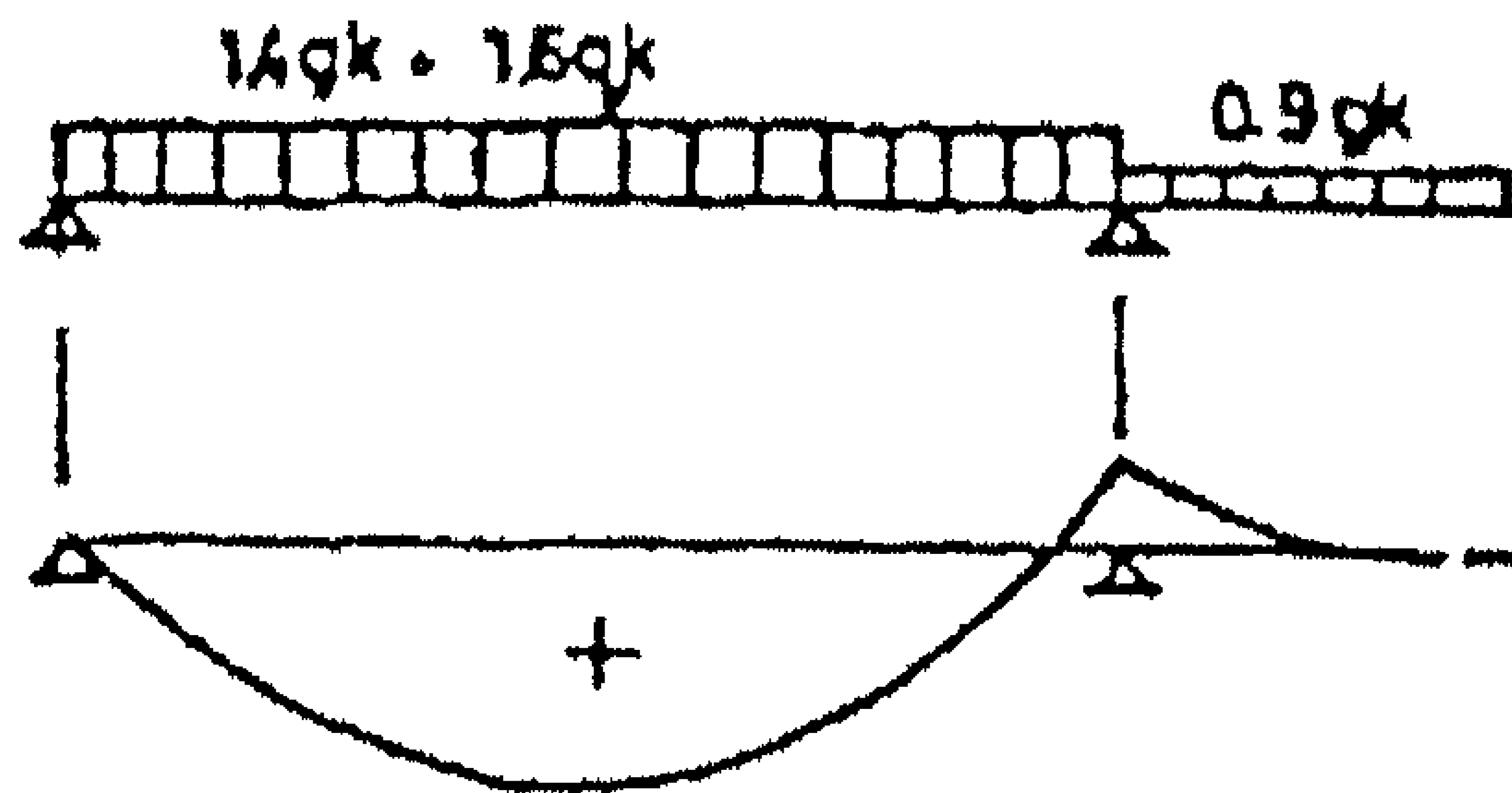
(ب) حالات التحميل للكمرات ذات الكوابيل





Case 1, Max -ve M_u at section B-B

الشكل ٢-٤: كمرة ذات كابولي حالة تحميل تعطي أقصى عزم انحناء سالب



الشكل ٢-٥: كمرة ذات كابولي حالة تحميل تعطي أقصى عزم انحناء موجب

حالة خاصة

مماثلة حالة الكمرات المستمرة إذا كان الحمل الحي أقل من أو يساوي $^3/_4$ الحمل الميت.

$$U = 1.5(D + L)$$

أي أن:

$$W = 1.5(g_k + q_k)$$

(ج) حالات تحميل الإطارات الخرسانية

حالة التحميل للحصول على أقصى أحمال

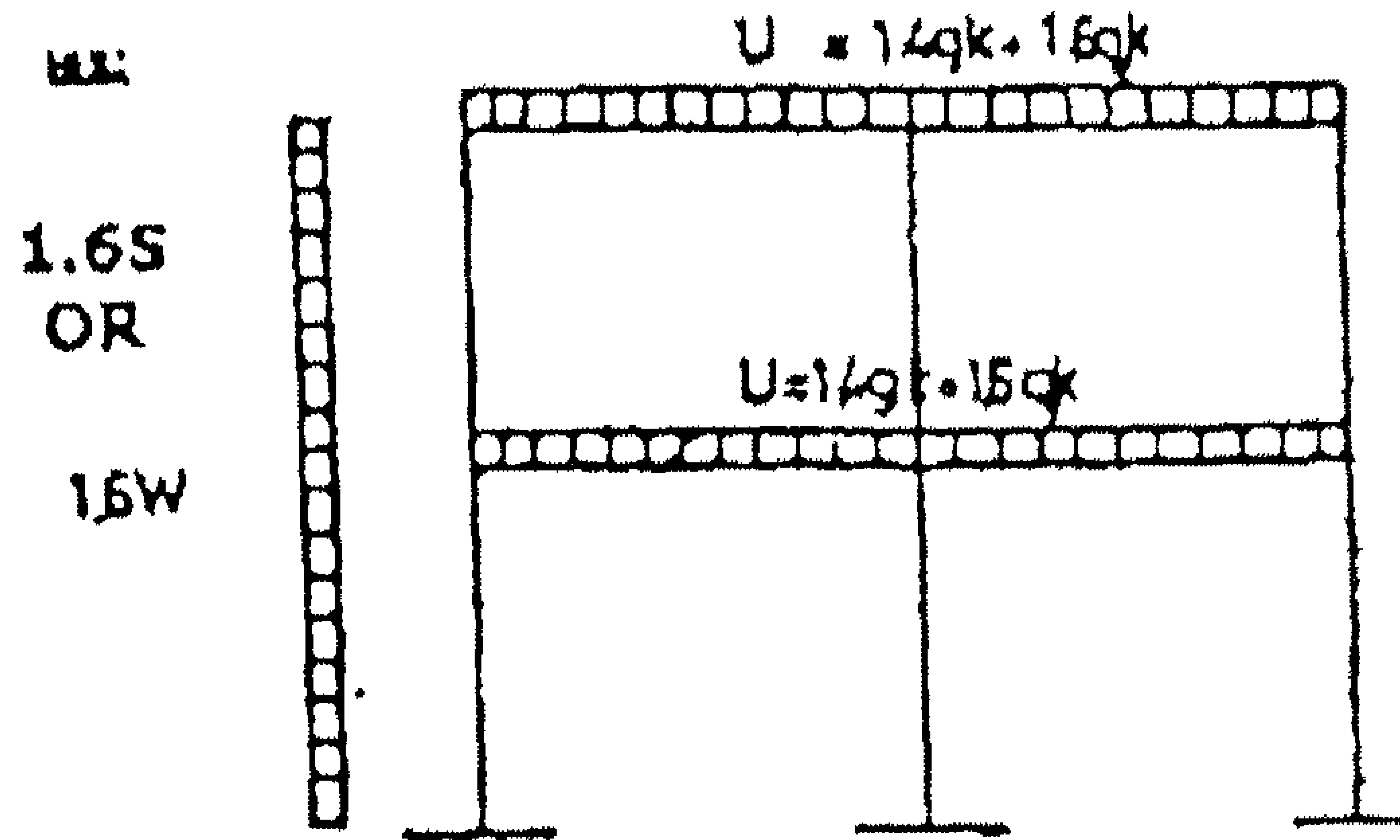
$$U = 0.8 \times 1.4 g_k + 0.8 \times 1.6 q_k + 0.8 \times 1.6 w$$

أو

$$U = 0.8(1.4D + 1.6L + 1.6W) \qquad (٣-٤)^{*}$$

ملاحظة: يجب عدم أخذ أحمال الرياح مع أحمال الزلازل في نفس الوقت، فإما التحميل لأحمال الرياح وإما التحميل لأحمال الزلازل فقط. أي أن (انظر الشكل ٢-٦):

$$U = 0.8(1.4D + 1.6L + 1.6W) \qquad (٣-٥)^{*}$$



الشكل ٢-٦: إطار خرساني ذو باكيتين وطابقين

حالة التحميل للحصول على أقل حمل

بالرجوع إلى الشكل ٢-٧، وفي حالة الرغبة في التأكد من الاتزان الكلي للإطار الخرساني، يتم التحميل بالطريقة المبينة في الشكل ٢-٧، وتصبح معادلة الحمل الكلي كالآتي:

---

* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

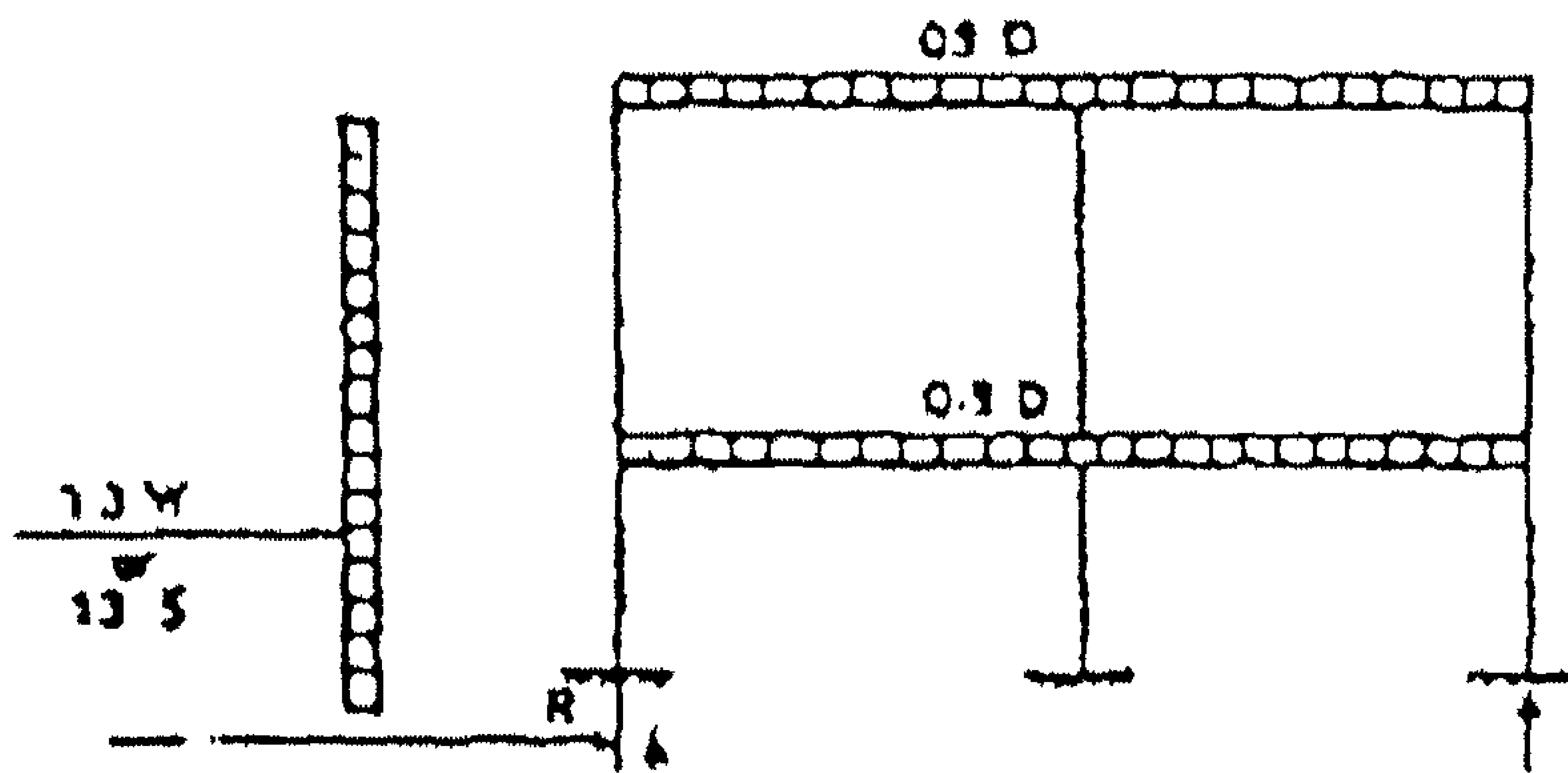
* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

$$U = 0.9D + 1.3W$$ (٣-٨)*

أو

$$U = 0.9D + 1.3S$$ (٣-٩)*

حيث W = حمل الرياح.
S = حمل الزلازل.



الشكل ٢-٧: إطار خرساني ذو باكيتين وطابقين

ويُلاحظ أن R رد فعل الركيزة للإطار الخرساني يمكن أن تكون إما ضغط أو شد. فإذا كانت شد أي لأسفل فإن الإطار الخرساني يكون غير متزن أما إذا كانت R ضغط فإن الإطار الخرساني يصبح متزنًا وفي الأمان.

(د) اعتبارات خاصة في التحميل للمنشآت الخرسانية المختلفة

١. عند أخذ تأثير الحرارة T أو الزحف أو الهبوط المتفاوت في الاعتبار، فإن حمل التصميم الحد الأقصى يصبح:

$$U\ (\text{max. load}) = 0.8(1.4D + 1.6L + 1.4T)$$

بشرط أن $1.4(D+T) \geq U$ بشرط ألا يقل عن $U = 1.4(D+T)$.

---

* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.
* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

٢. يمكن التعامل مع الأحمال الديناميكية على أساس أنها حمل استاتيكي مكافئ لها يضاف إلى الحمل التصميمي كالآتي:

$$U = 1.4D + 1.6L + 1.6K$$ (١٢-٣)*

وللتأكد من اتزان المنشأ يمكن أخذ الحمل التصميمي الأقصى كالآتي:

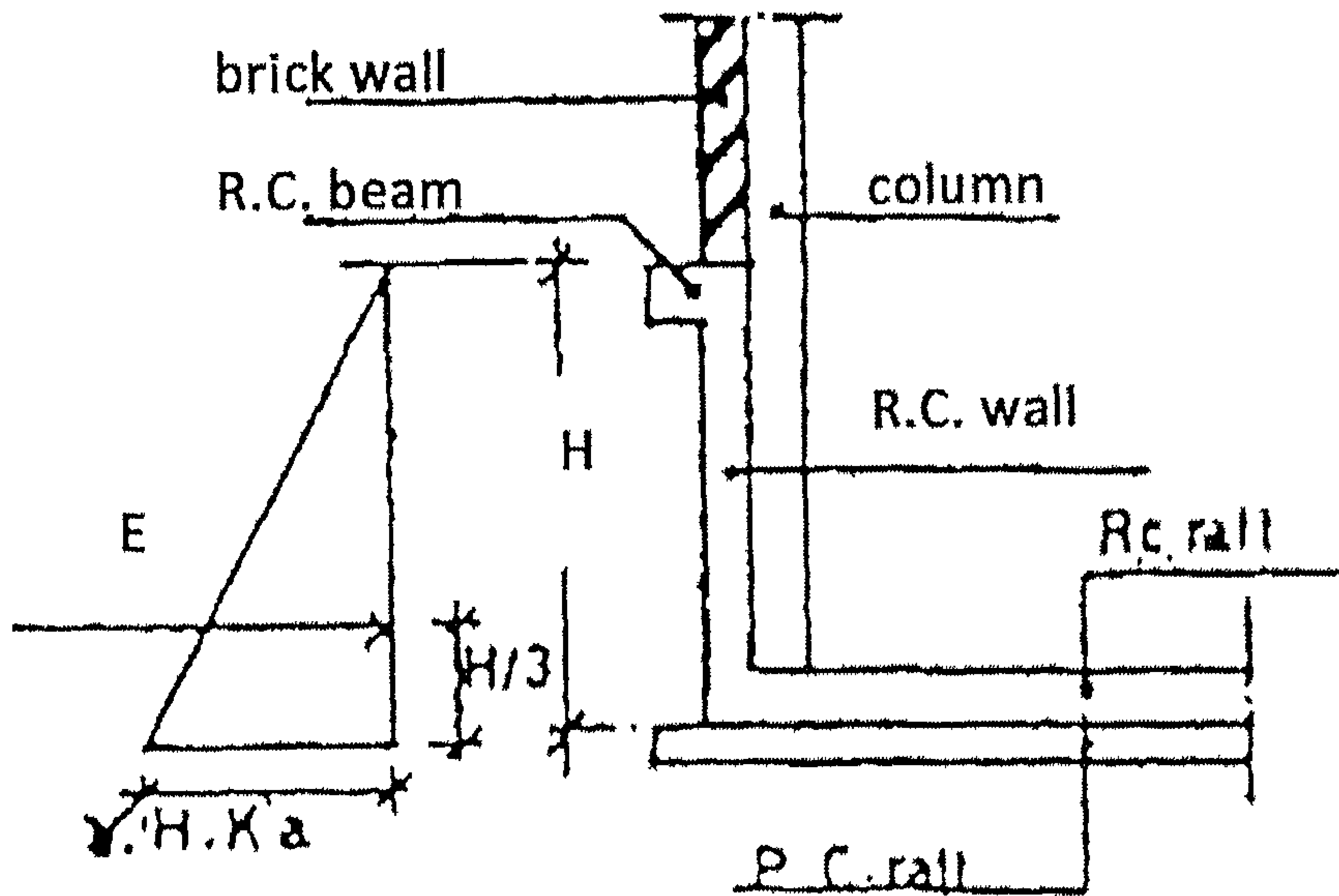
$$U = 0.9D + 1.6K$$

مماثلة للمعادلة ٣-٦ بالكود.

٣. عندما نقوم بتصميم دور البدروم، سوف نقوم بعمل حوائط ساندة مع كمرات لمقاومة ضغط التربة العرضي lateral earth pressure، وقيمته E. إذًا يكون حمل التصميم الحدي الأقصى:

$$U = 1.4D + 1.6(E + L)$$ (١٣-٣)*

أي أننا اعتبرنا أن ضغط التربة العرضي أو ضغط الماء العرضي على أنه حمل حي إضافي.



الشكل ٢-٨: حالة تحميل حائط ساند لمبنى به جراج بالبدروم

* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

٢-٣-٢ الحمل المميز (حمل التشغيل)

(أ) الأحمال الميتة

حمل البلاطات

إن الأحمال الميتة للبلاطات تشتمل على وزن البلاطة + وزن الأرضيات.

✪ وزن البلاطة الخرسانية:

كثافة الخرسانة المسلحة × تخانة البلاطة × مساحة البلاطة = وزن البلاطة الخرسانية

$$O.W = A \times t \times 2.5$$

ومساحة البلاطة سوف تؤخذ مساوية ١.٠٠ متر مسطح لتعميم الحل، وكثافة الخرسانة المسلحة طن/م٣.

□ وزن وحدة المساحات من البلاطة الخرسانية = 1 ×تخانة البلاطة× 2.5

$$O.W \text{ of slab} = 1 \times 2.5 \times t$$

والجدول ٢-٢ يبين الأوزان لوحدة المساحات لتخانات مختلفة من البلاطات شائعة الاستخدام في المباني الخرسانية.

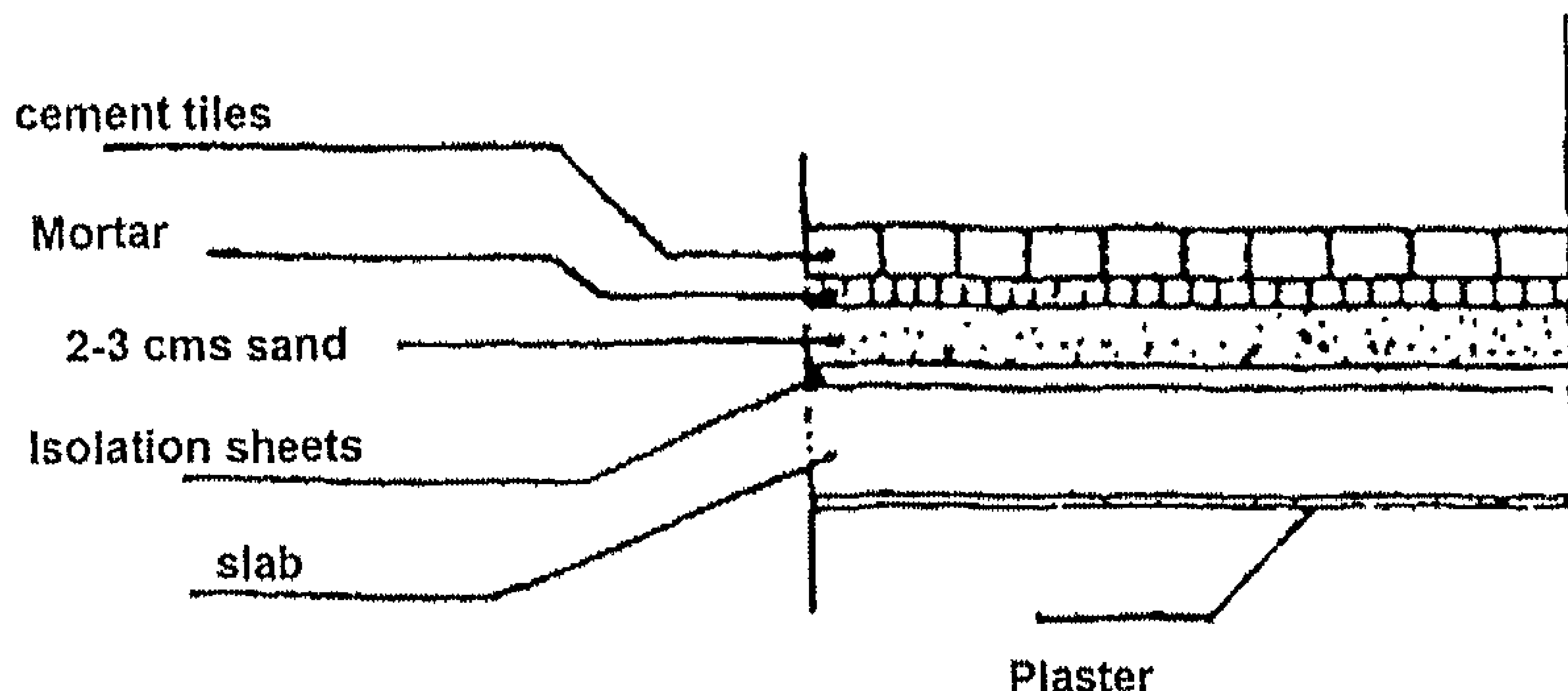
الجدول ٢-٢

تخانة البلاطة	وزن المتر المسطح بالكيلوجرام
٨ سم	٢٠٠ كجم/م٢
١٠ سم	٢٥٠ كجم/م٢
١٢ سم	٣٠٠ كجم/م٢
١٤ سم	٣٥٠ كجم/م٢
١٦ سم	٤٠٠ كجم/م٢
١٨ سم	٤٥٠ كجم/م٢
٢٠ سم	٥٠٠ كجم/م٢

✪ وزن الأرضيات:

وزن الأرضيات يعتمد على مكوناتها من المواد المختلفة فإذا كانت الأرضيات تحتوي على بلاطات أسمنتية (كما هو شائع الاستخدام في المباني السكنية والإدارية) ٢-٣ سم رمل كما هو

مبين في الشكل ٢-٩ فإن وزن الأرضيات يساوي $150\ kg/m^2$. أما وزن الأرضيات في الأسطح النهائية فهو يتراوح بين ٢٠٠-٢٥٠ كجم/م٢ وذلك بسبب أوزان خرسانة الميول ذات التخانة حوالي ٥ سم. والأرضيات الخشبية بالحشو الخفيف وزنها ٦٠ كجم/م٢، والأرضيات الخشبية بالحشو العادي وزنها ١٠٠ كجم/م٢، والأرضيات الفينيل وزنها ٦٠ كجم/م٢.



الشكل ٢-٩: طبقات البلاط والعزل في سطح منزل

أحمال الكمرات

أحمال الكمرات تشتمل على:

- الوزن الذاتي للكمرة.
- وزن الحوائط المحلي على الكمرات.
- وزن بلاطات الأسقف المحملة على الكمرات بأحمالها الميتة والحية والأرضيات السابق ذكرها في البند السابق.

الوزن الذاتي للكمرة:

لتعيين وزن الكمرات الذاتي يمكن تقدير عرض الكمرة مساويًا لعرض الحائط أعلاها وتقدير عمق الكمرة على أساس العلاقة التقريبية بين عمق الكمرة وبحر الكمرة كالآتي:

سمك الكمرة:

$$t = \frac{\text{span}}{8 \rightarrow 10}$$

for simple beams 8
for continuous beams 10

أي أنه للكمرة ذات البحر ٥ م يمكن اعتبار أن $b = 25\ cm$ ، $t = 50\ cm$ فيكون وزن الكمرة الذاتي:

$$O.W\ (\text{الكمرة}) = 0.25\left[0.50(0.50-0.10)\times 2.50\times 1\right] = 0.25\ t/m^{\backslash}$$

$$\gamma_C = 2.5$$

$$\text{Thickness of slabs} = 0.10$$

$$\text{Meterrun of beam} = 1.00$$

ملاحظة: المؤلف يوصي بأن عرض الكمرات ذات بحور أكبر من ٤.٥٠ م يؤخذ لا يقل عن ٢٥ سم. الكمرات ذات البحور أقل أو يساوي ٤.٥٠ م يؤخذ عرضها ١٢ سم وذلك للمباني السكنية العادية وكذلك المباني الإدراية.

✪ أحمال الحوائط:

توجد أنواع عديد من الحوائط المستخدمة في مصر والدول العربية، مثال ذلك الأنواع الآتية:

١. الطوب الأحمر (الطمي)، كثافته $\gamma = 1.80\ t/m^3$
٢. الطوب الأسمنتي (المصمت)، كثافته $\gamma = 1.50-1.90\ t/m^3$
٣. الطوب الأسمنتي (المفرغ)، كثافته $\gamma = 1.20\ t/m^3$
٤. الطوب الخفيف، كثافته $\gamma = 0.75-1.20\ t/m^3$
٥. طوب الليكا، كثافته $\gamma = 0.60-0.80\ t/m^3$
٦. الطوب الجبسي، كثافته $\gamma = 0.95\ t/m^3$

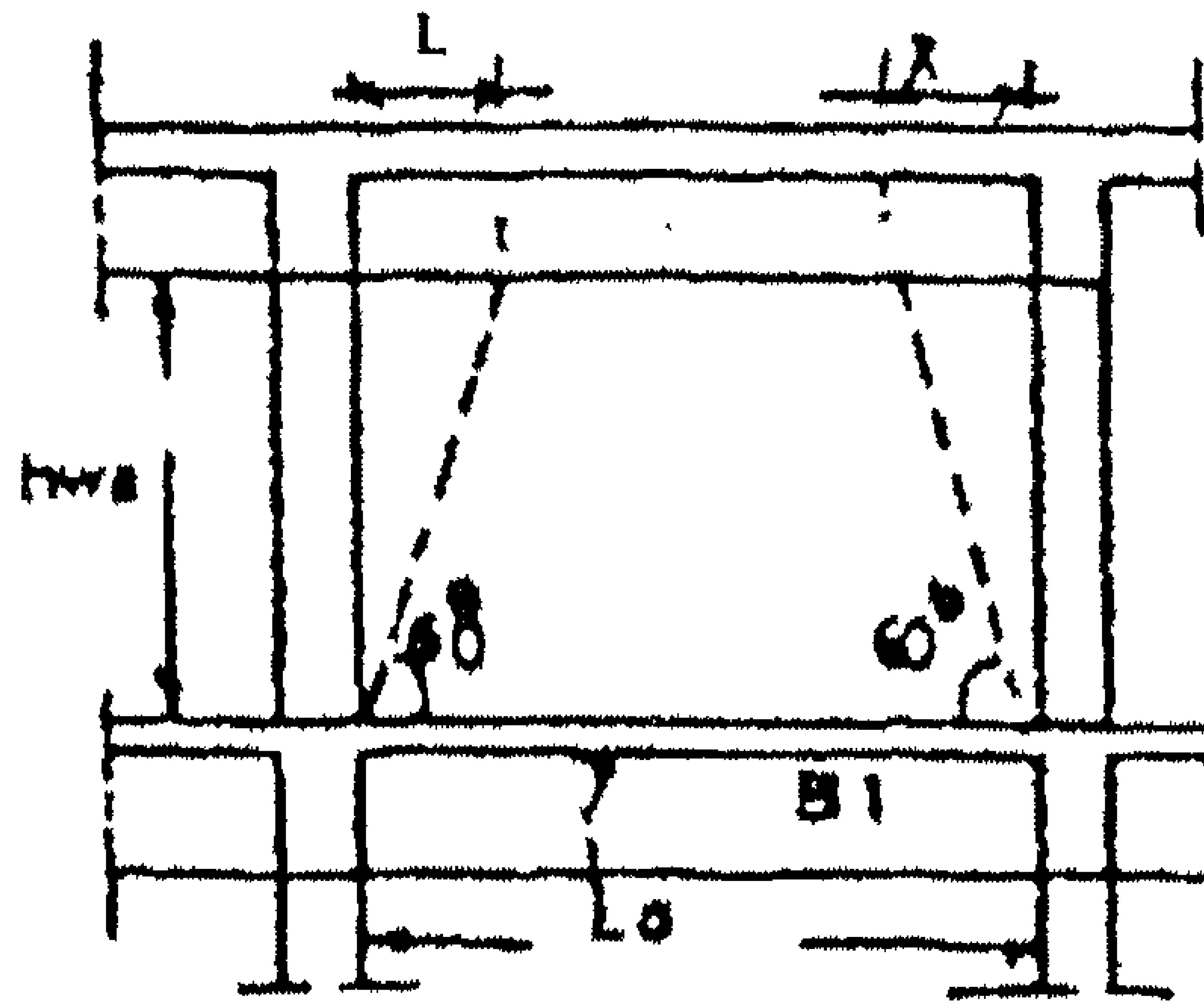
الجدول ٢-٣

$r = \frac{L_o}{2x}$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
$\alpha = C_e$	0.667	0.725	0.769	0.803	0.829	0.852	0.870	0.885	0.897	0.908	0.917
$\beta = C_a$	0.500	0.545	0.583	0.615	0.643	0.667	0.688	0.706	0.722	0.737	0.750

والتخانات الشائعة الاستخدام في مصر للطوب في المباني هو 12 cm ، 25 cm (في الأسكندرية نستخدم طوب 10 cm ، 20 cm). وللحصول على وزن الطوب للمتر الطولي من الكمرة المحمل عليها يمكن استخدام العلاقة ٢-٤.

$$W_{wall} = \gamma_{wall} \times t_{wall} \times k \times 1$$

حيث k = معامل تخفيض لتوزيع الأحمال يُحصل عليه من الجدول ٢-٣ وذلك لأنه من الشكل ٢-١٠ يتضح أن حمل الحائط المحدد بالخطوط المحصورة بالزاوية 60° على الحد الأقصى هي فقط التي لها تأثير على الكمرات أسفلها أما بقية مساحة الحائط فيتم تحميلها على الأعمدة الملاصقة لها مباشرة (وذلك من نتائج التجارب العملية)، وهذا يسمى بـ arch action.



الشكل ٢-١٠: طريقة توزيع أحمال حائط مباني

وبالتالي فإن أحمال الحوائط التي تحدث عزوم انحناء وإجهادات قص على الكمرات تكون كالآتي:

$$\frac{w_{wall}}{moment} = \gamma_{wall} \times t \times \alpha$$

$$\frac{w_{wall}}{shear} = \gamma_{wall} \times t \times \beta$$

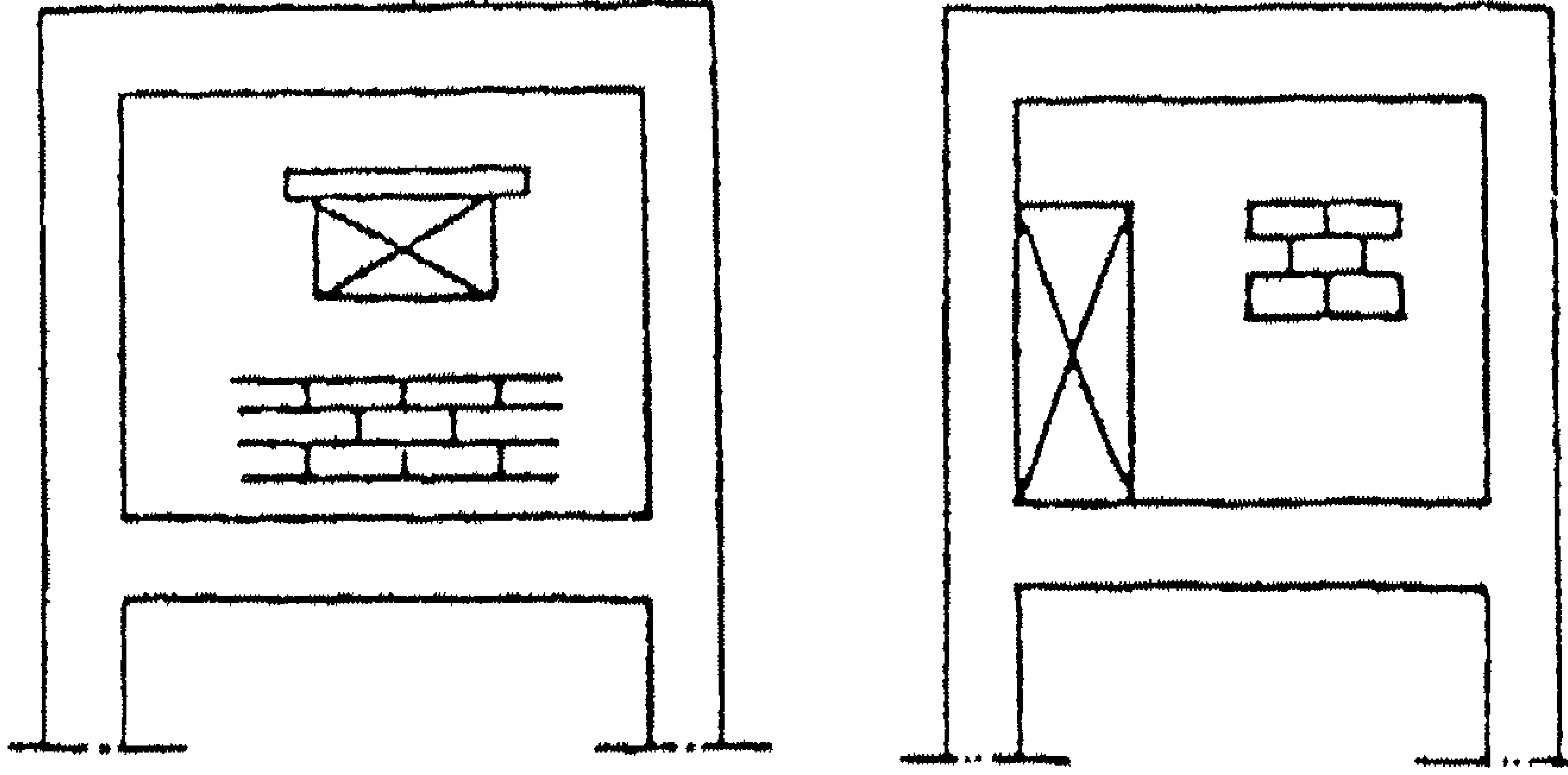
ولزيادة الأمان في المنشأ الخرساني يتم اعتبار أن $k = 1$، أي أن حمل الحوائط المؤثر على الكمرات w_{wall}:

$$w_{wall} = \gamma_{wall} \times t \times 1 \ \ t/m^{\backslash}$$

أي أنه يتم إهمال arch action.

ملاحظة: لا تقوم عند التصميم بطرح فراغات الأبواب والشبابيك من حمل الحوائط وذلك لزيادة الأمان لاحتمال قيام السكان بحشو أحد الأبواب أو الشبابيك بالحوائط وذلك لإلغائه.

وبالتالي ومن خلال الشكل ٢-١١ يتم اعتبار أن الحائط مصمت بالكامل (أحمال فراغ الشباك أو الباب) وكذلك إهمال arch action.



الشكل ٢-١١: حوائط مباني ذات فتحات (باب وشباك)

✪ الحوائط المحملة مباشرة على البلاطات:

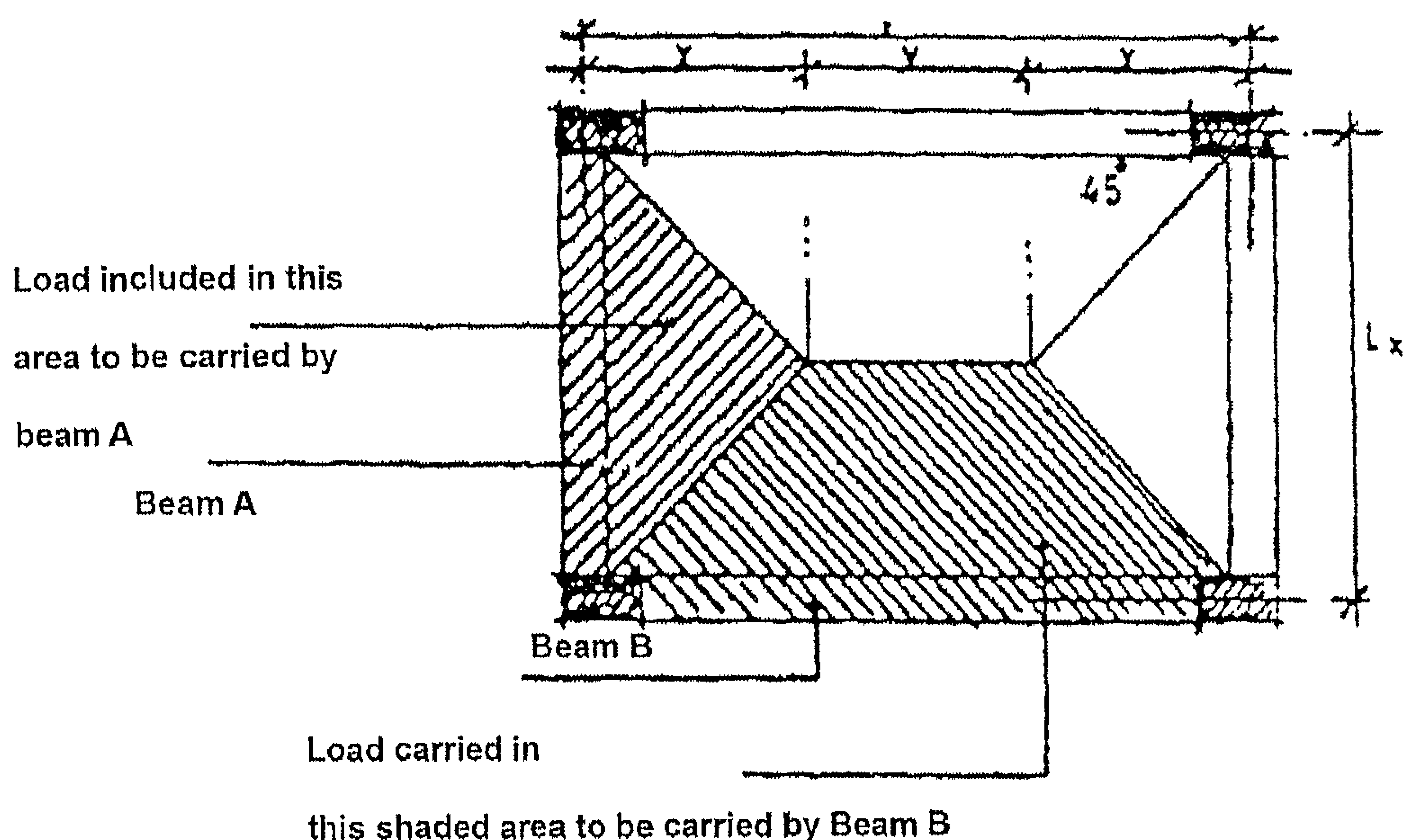
إذا تم تحميل حوائط مباني طوب خفيف داخلية مباشرة على بلاطات السقف وكان حملها لا يزيد عن ١٠٠ إلى ١٥٠ كجم/م٢، وكان التحمل في خطوط مستقيمة فإنه يمكن للمهندس المصمم أخذ تأثيرها على أنها حمل مكافئ منتظم التوزيع uniformly equivalent distributed load على البلاطات وقيمته تساوي من ٧٥ إلى ١٠٠ كجم/م٢.

ملاحظة: إذا كان الحمل الحي أكبر من ٥٠٠ كجم/م٢ فيمكن عدم أخذ أي تأثير لهذه القواطيع (الحوائط الداخلية) في الاعتبار وبالتالي يمكن إهمال وجودها وتأثيرها تمامًا (كود عام ١٩٨٩م، بند ٣/١٠).

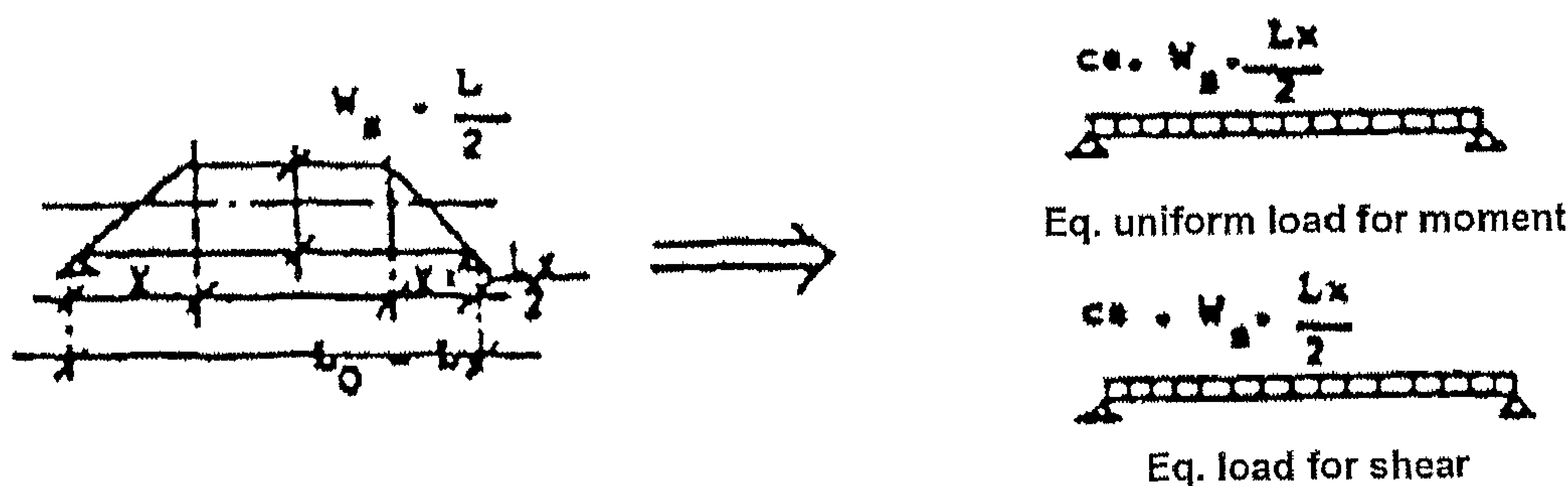
✪ أحمال البلاطات على الكمرات وطريقة حسابها:

يمكن حساب الأحمال على الكمرات الحاملة للبلاطات المصمتة ذات الاتجاهين وعلى زوايا 90° (الأحرف متعامدة على بعضها البعض)، وتحمل أحمال منتظمة التوزيع، يمكن حساب هذه الكمرات بالرجوع إلى الشكل ٢-١٢.

ولأجل تحويل الأحمال ذات الأشكال المثلثة وشبه المنحرفة إلى أحمال منتظمة التوزيع بكامل طول البحر يمكن استخدام معامل الأحمال المكافئة الموجودة بالجدول ٢-٣.



الشكل ٢-١٢: طريقة توزيع بلاطة سقف خرساني مصمت على الكمرات المحيطة به



الشكل ٢-١٣: المعاملات المكافئة لتوزيع الأحمال (شكل شبه المنحرف)

حيث إن:

$$C_a, C_e \xrightarrow{\text{from}} \frac{L_y}{Z_x} \rightarrow \frac{L_y}{L_x}$$

$C_a =$ معامل مكافئة الحمل لإجهادات القص equivalent coefficient for shear

$C_e =$ معامل مكافئة الحمل لعزوم الانحناء equivalent coefficient for moment.

وللحالات الخاصة يمكن الرجوع إلى الجدول ٢-٤.

الجدول ٢-٤

No.	Loading	C_a	C_e
1		0.50	0.67
2		0.50	0.50
3		$C_a = C_e$	= from table
4		0.50	0.67
5		0.50	0.33
6		$C_a = C_e$	= 0.50
7	or $= \frac{\sum \text{area}}{\text{span}}$	$C_a = C_e$	= from table take C_a for $L/2x$ for one trapezium

(ب) الأحمال الحية

تعريف

الأحمال الحية يمكن تعريفها وتصنيفها كالآتي:

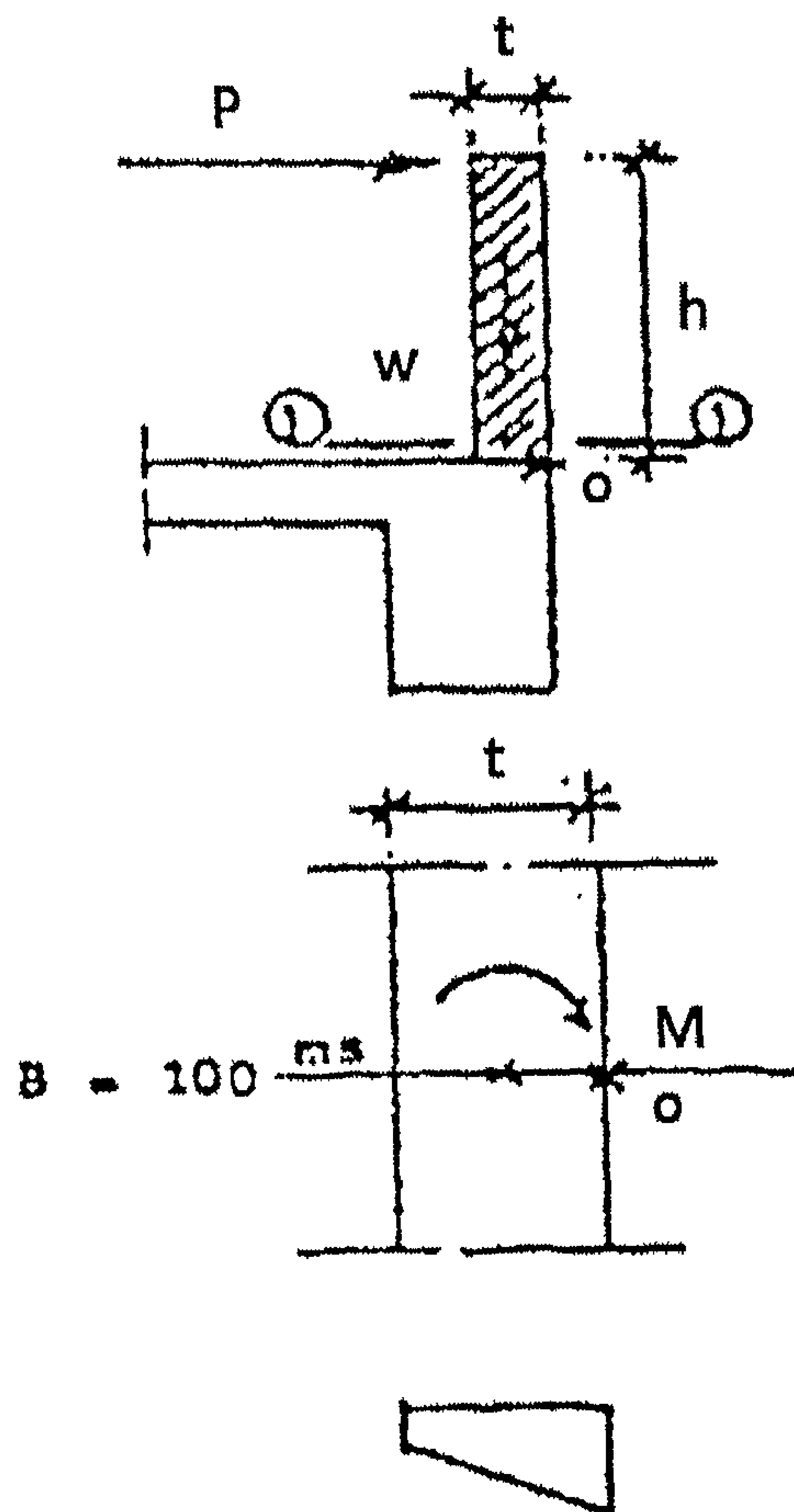
- أحمال حية استاتيكية، والتي يمكن نقلها مثلاً ذلك أثاث المنزل والتلفزيونات والمواد التموينية المخزونة.
- أحمال الأشخاص المستخدمين للمبنى (الوزن الذاتي للأفراد)، على شرط أنه يجب أخذ التأثير الديناميكي في الاعتبار -إذا وجد- مثال ذلك في قاعات الاجتماعات.
- أحمال عمليات التنفيذ، مثال ذلك وزن الشدة الخشبية، ووزن المعدات الميكانيكية.

حالات خاصة من الأحمال الحية

القوة الأفقية المؤثرة على أسوار البلكونات والتي تؤثر على أعلى نقطة فيها وقيمتها تؤخذ مساوية لـ ١٠٠ كجم/م^2 (مائة كيلوجرام لكل متر طولي من سور البلكونة) على الأقل. ويُرجع في

ذلك للكود المصري لحساب الأحمال والقوى في الأعمال الإنشائية وأعمال المباني – قرار وزاري رقم ٤٥ لسنة ١٩٩٣م (انظر الصفحات القادمة من هذا الكتاب)، والتحديث الأولي لهذا الكود الصادر عام ٢٠٠٣م رقم ٢٠١.

شروط الاتزان (**انظر الشكل ٢-١٤**)



الشكل ٢-١٤: دراسة اتزان سور مباني محمل على كمرة سطح

في هذه الحالة يجب حساب اتزان هذه البلكونة تحت تأثير عزوم الانقلاب وذلك كالآتي:

overturning moment (about point O) =

$$ph = M_{-ve}$$

$$M = \gamma h \frac{t^2}{2} = M_{+ve}$$

إذًا
$$\frac{M_{+ve}}{M_{-ve}}=\frac{\gamma h t^2/2}{ph}=\frac{\gamma^2}{2p}\geq 1.5$$

معامل الأمان اللازم ضد الانقلاب overturning factor of safety (الذي يجب ألا يقل عن 1.5).

ملاحظة: في الجدول ٤-١ وضعت المواصفات المصرية الكود المصري لحساب الأحمال والقوى في الأعمال الإنشائية وأعمال المباني – قرار وزاري رقم ٤٥ لسنة ١٩٩٣م القيم المناسبة للأحمال الحية منتظمة التوزيع على المباني المختلفة كل مبنى حسب طبيعة استخدام من مدرسة إلى مستشفى إلى مبنى مكاتب ...إلخ.

نصوص الكود المصري لحساب الأحمال والقوى على المنشآت (قرار وزاري رقم ٤٥ لعام ١٩٩٣م)

الباب الرابع

الأحمال الحية

٤/١ عام

تعتبر الأحمال الواردة في هذا الجزء الحدود الدنيا للأحمال التي يجب أن تؤخذ في الاعتبار عند التصميم، ويحدد المهندس المصمم القيم الفعلية التي قد تتجاوز تلك المقادير حسب المتطلبات الفنية للمنشأ.

وتعرف أنواع الأحمال كالآتي:

١. الأثقال الاستاتيكية التي يمكن نقلها من مكان إلى آخر كأثاث المنازل والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزنة.
٢. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأ شرط أن يؤخذ بعين الاعتبار في تقدير هذه الأثقال العامل الديناميكي في حالة وجوده كما يحدث في صالات الاجتماعات مثلاً.
٣. أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء مراحل التنفيذ مثل أوزان الشدات والأوناش والمعدات المستخدمة.

٤/٢ تخفيض الأحمال الإضافية (الحية) في الأبنية السكنية متعددة الطوابق

في الأبنية المعدة للسكن ذات الطوابق وفي حالة تحميلها بأحمال حية متساوية على ألا يكون هناك شروط بفرض الأحمال الإضافية القصوى على جميع الطوابق في نفس الوقت، يراعى

في حساب الأحمال على نقط الارتكاز كالجدران والأعمدة والأساسات الجدول ٤-٢ حيث تمثل p قيمة الحمل الإضافي (الحي) على السقف.

الجدول ٤-١

	كجم/م٢	كن/م٢
أ) **أسطح نهائية**		
١. أفقية لا يصل إليها (غير مستخدمة)	١٠٠	(١)
٢. مائلة (زاوية الميل < ٢٠°) لا يمكن الوصول إليها (غير مستخدمة)	٥٠	(٠.٥)
٣. أسطح غير مستخدمة من الصاج أو الزجاج أو البلاستيك أو القراميد	٢٠-٦٠	(٠.٢-٠.٦)
٤. أفقية يمكن الوصول إليها (مستخدمة)	مثل الحمل الحي الغالب في الدور المتكرر	
ب) **المباني السكنية:**		
١. غرف سكنية	٢٠٠	(٢)
٢. سلالم	٣٠٠	(٣)
٣. بلكونات	٣٠٠	(٣)
ج) **المباني الإدارية:**		
١. غرف مكاتب	٢٥٠	(٢.٥٠)
٢. غرف حفظ الملفات في المكاتب	٢٠٠/م ارتفاع	(٢/م ارتفاع)
٣. أرشيف	٥٠٠-١٠٠٠	(٥-١٠)
٤. سلالم	٤٠٠	(٤)
٥. بلكونات	٤٠٠	(٤)
د) **المستشفيات:**		
١. غرف علاج المرضى	٢٥٠	(٢.٥٠)
٢. عنابر علاج المرضى	٢٥٠	(٢.٥٠)
٣. غرف الجراحة	٤٠٠ فأكثر	(٤ فأكثر)
٤. غرف الأشعة	٤٠٠ فأكثر	(٤ فأكثر)
٥. سلالم وطرقات	٤٠٠	(٤)
٦. بلكونات	٤٠٠	(٤)

	كجم/م٢	كن/م٢
هـ) المدارس والجامعات:		
١. فصول	٣٠٠	(٣)
٢. معامل	٤٠٠ فأكثر	(٤ فأكثر)
٣. صالات رياضية	٥٠٠	(٥)
٤. غرف حفظ الكتب ذات أرفف وممرات	١٠٠٠	(١٠)
٥. غرف تخزين الكتب	٤٠٠/م ارتفاع	(٤/م ارتفاع)
٦. غرف الاطلاع	٤٠٠	(٤)
٧. سلالم وطرقات	٤٠٠	(٤)
و) القاعات والصالات ودور العبادة:		
١. ذات مقاعد ثابتة	٤٠٠	(٤)
٢. ذات مقاعد غير ثابتة	٥٠٠	(٥)
ز) المحلات:		
محلات البيع بالجملة والمخازن (حسب نوع المواد المخزنة والآلات)	١٠٠٠ فأكثر	(١٠ فأكثر)
ح) الفنادق:		
١. غرف النزلاء	٢٠٠	(٢)
٢. غرف الخدمة العامة	٤٠٠	(٤)
٣. غرف الطعام والمطاعم	٤٠٠	(٤)
٤. السلالم والطرقات	٤٠٠	(٤)
ط) المكتبات:		
١. غرف حفظ الكتب ذات أرفف وممرات	١٠٠٠	(١٠)
٢. غرف تخزين الكتب	٤٠٠/م ارتفاع	(٤/م ارتفاع)
٣. غرف الاطلاع	٤٠٠	(٤)
ي) المسارح والسينما:		
١. غرف خلع الملابس	٣٠٠	(٣)
٢. الشرفات	٥٠٠	(٥)
٣. القاعات الرئيسية والبلكونات ذات المقاعد الثابتة	٤٠٠	(٤)
٤. القاعات الرئيسية والبلكونات ذات المقاعد غير الثابتة	٥٠٠	(٥)
٥. سلالم وطرقات	٥٠٠	(٥)

	كجم/م٢	كن/م٢
ك) **الورش:** يجب حساب الأحمال طبقًا للاستخدام الفعلي والوزن الفعلي للماكينات مع اعتبار الاهتزاز الديناميكي إضافة إلى ٣٠٠ كجم/م٢ (كن/م٢) على باقي المسطح بحيث لا يقل متوسط الحمل عن ٦٠٠ كجم/م٢ (٦ كن/م٢)		
ل) **ورش المسبوكات:** يجب حساب الأحمال طبقًا للاستخدام والوزن الفعلي للماكينات مع اعتبار الاهتزاز الديناميكي وتضاف ٣٠٠ كجم/م٢ (٣ كن/م٢) على باقي المسطح بحيث لا يقل متوسط الحمل عن ٢٠٠٠ كجم/م٢ (٢٠ كن/م٢)		
م) **أرصفة الشحن**	١٥٠٠	(١٥)
ن) **الجراجات:**		
١. جراجات لعربات الركوب (لا يزيد الارتفاع الصافي عند المداخل عن ٢.٤ مترًا)	٣٠٠	(٣)
٢. جراجات لعربات الركوب والعربات السياحية والأوتوبيسات	٤٠٠	(٤)
٣. ممرات الجراجات	٥٠٠	(٥)

الجدول ٤-٢

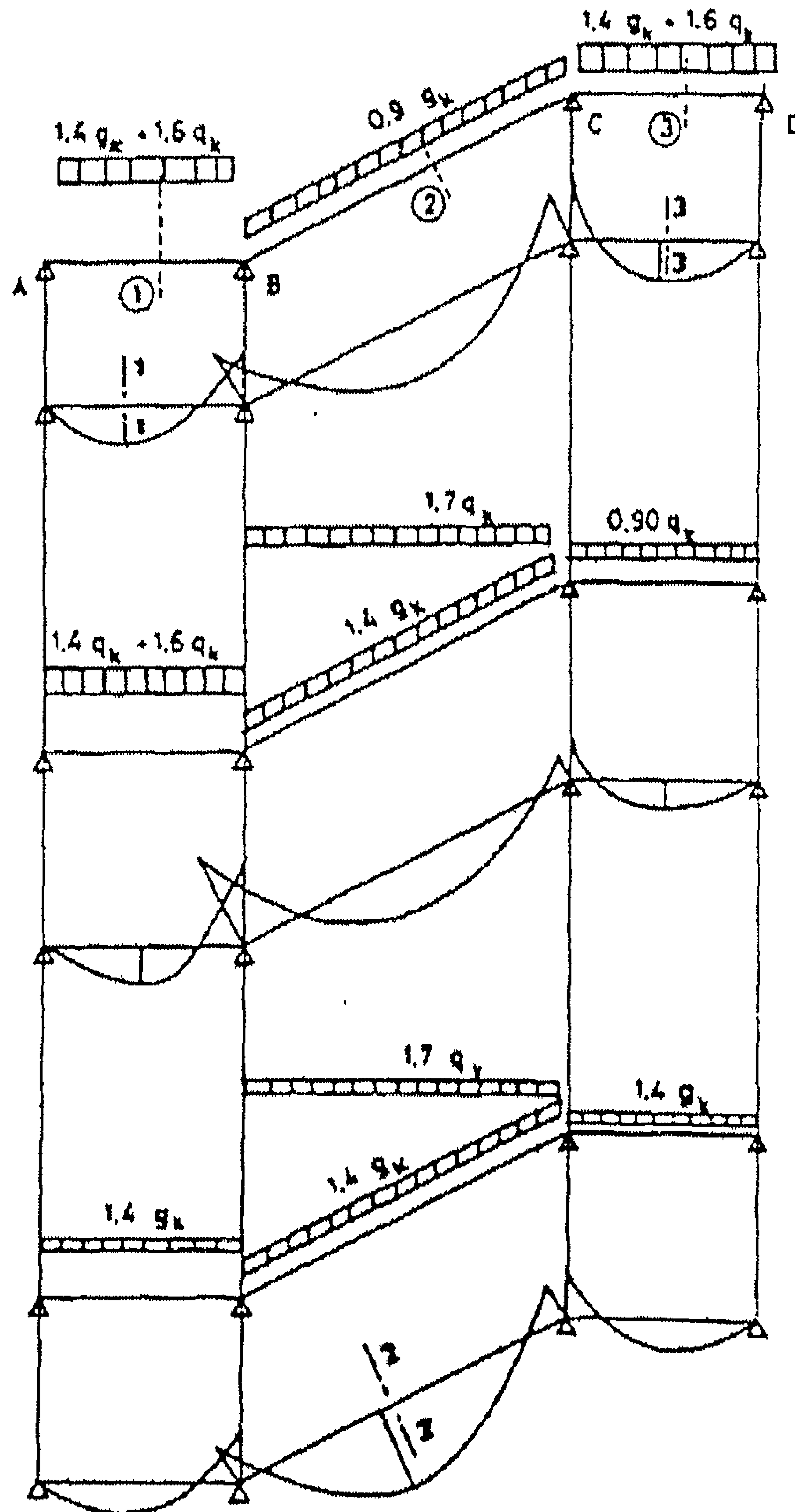
موقع السقف	قيمة الحمل الإضافي
السقف الأعلى أو السطح	p
السقف الأول وحتى الرابع تحت السطح	p
السقف الخامس تحت السطح	0.9p
السقف السادس تحت السطح	0.8p
السقف السابع تحت السطح	0.7p
السقف الثامن تحت السطح	0.6p
السقف التاسع تحت السطح وما تحته	0.5p

لا يسمح بالتخفيض في الحمل الإضافي (الحي) في الأماكن العامة والمباني الصناعية والمباني الأقل من خمسة أدوار.

٣/٤ القوى الأفقية المؤثرة على حواجز الشرفات والدراوي

يجب أن تتحمل حواجز الشرفات (الدرابزين) في أعاليها قوى أفقية عرضية لا تقل عن ٨٠ كجم/م (٠.٨ كن/م) في حالة المباني الخاصة، ولا تقل عن ١٥٠ كجم/م (١.٥ كن/م) في حالة المباني العامة كالمسارح والسينما ...إلخ.

تراكب الأحمال: بلاطات سلم مستمرة



الشكل ٢-١٥: حالات تحميل بلاطة سلم

٢-٣-٣ تصميم الحالة الحدية لمقاومة الانحناء والقوة اللامركزية وقوة مقاومة القطاع

التصميم بطريقة حالات الحدود باعتبار قوة مقاومة القطاع strength يطلق عليه اسم "التصميم لحالة الحدود القصوى" ultimate limit state، وحالة الحدود القصوى U.L.S.D.M تأخذ في اعتبارها الآتي:

- مقاومة قوى عزوم الانحناء والقوى اللامركزية والمركزية M & N.
- مقاومة قوى القص shearing force Q.
- مقاومة عزوم الالتواء torsion T.
- مقاومة قوى التماسك bond q.

وسوف نتناول بالشرح التفصيلي القوى السابقة واحدة بواحدة على التوالي في الفقرات التالية.

(أ) مقاومة عزوم الانحناء

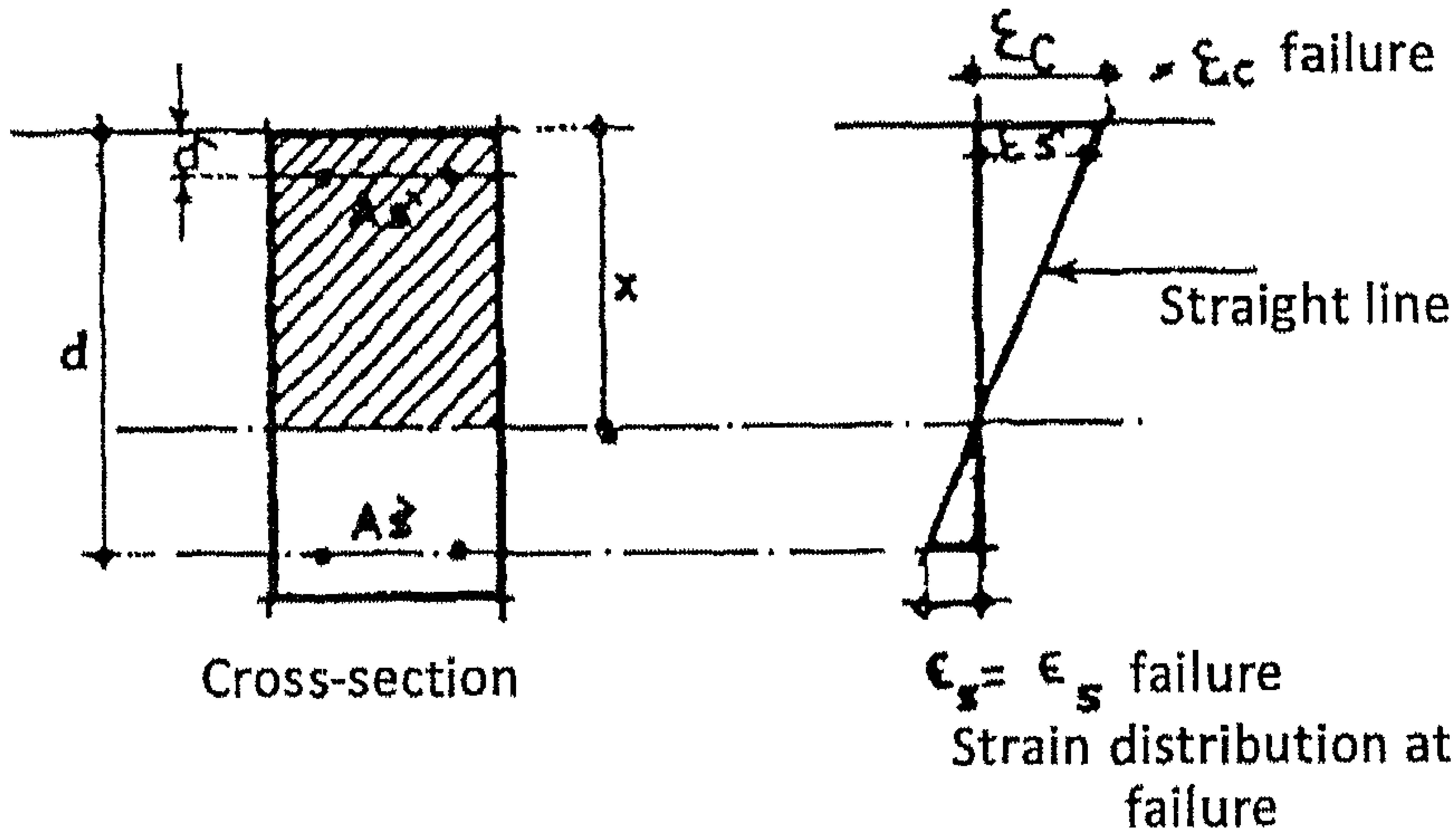
مقاومة عزوم الانحناء flexure هذه الكلمة بالإنجليزية تعني قدرة القطاع على مقاومة عزوم الانحناء M أو القوى المركزية N أو كل منهما مع بعضهما M & N.

الفروض الأساسية لطريقة التصميم بحالات الحدود القصوى هي كالآتي:

١. الانفعالات strains في الخرسانة وحديد التسليح تتناسب طرديًا (خطيًا) مع المسافات من محور الخمول neutral axis حيث تكون على هذا المحور الانفعالات تساوي صفر.
٢. حالة الحدود القصوى للانهيار collapse يتم الوصول إليها عندما يصبح انفعال الخرسانة عند أقصى حافة الضغط يساوي مقدار معين هو ε_u عند الانهيار failure (انظر الشكل ٢-١٦).

نص عبارة المواصفات المصرية للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٠م

أقصى انفعال ضغط في القطاع الخرساني يمكن أن يؤخذ مساويًا للقيمة $\varepsilon_{cu} = 0.003$ للقطاعات المعرضة لعزوم انحناء أو عزوم انحناء مصحوبة بأحمال مركزية axial loads تقوم بعمل إجهادات شد في القطاع. وفي حالة تعرض القطاع إلى أحمال ضغط مركزية تصبح $\varepsilon_{cu} = 0.002$ عند مركز لدونة القطاع plastic center of the section كما هو مبين بالشكل ٤-٢.



الشكل ٢-١٦: منحنى توزيع منحنى الانفعال عند الانهيار

نص الكود المصري رقم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١م

الباب الرابع
التصميم بطريقة حالات الحدود

٤/١ اعتبارات عامة

يتناول هذا الباب كيفية تحقيق البنود الأساسية في تصميم المنشآت الخرسانية بطريقة حالات الحدود التي وردت في الباب الثالث، وهي الحالات التي تضمن أمانًا كافيًا ضد الانهيار نتيجة لوصول القطاع إلى حد المقاومة القصوى وطبقًا لما سيرد في البند ٤/٢ مع استيفاء كافة متطلبات التشغيل طبقًا للشروط الواردة في البند ٤/٣.

٤/٢ حالة حد المقاومة القصوى

يتناول هذا البند حساب المقاومة القصوى لقطاعات معرضة لعزوم انحناء أو قوى لامركزية (البند ٤/٢/١) ولقطاعات معرضة لقوى قص (البند ٤/٢/٢) ولقطاعات معرضة لعزوم لي (البند ٤/٢/٣) وكذلك مقاومة التحميل (الارتكاز) (البند ٤/٢/٤) والتحقق من مقاومة التماسك (البند ٤/٢/٥).

٤/٢/١ حالة حد المقاومة القصوى لعزوم انحناء أو قوى لامركزية

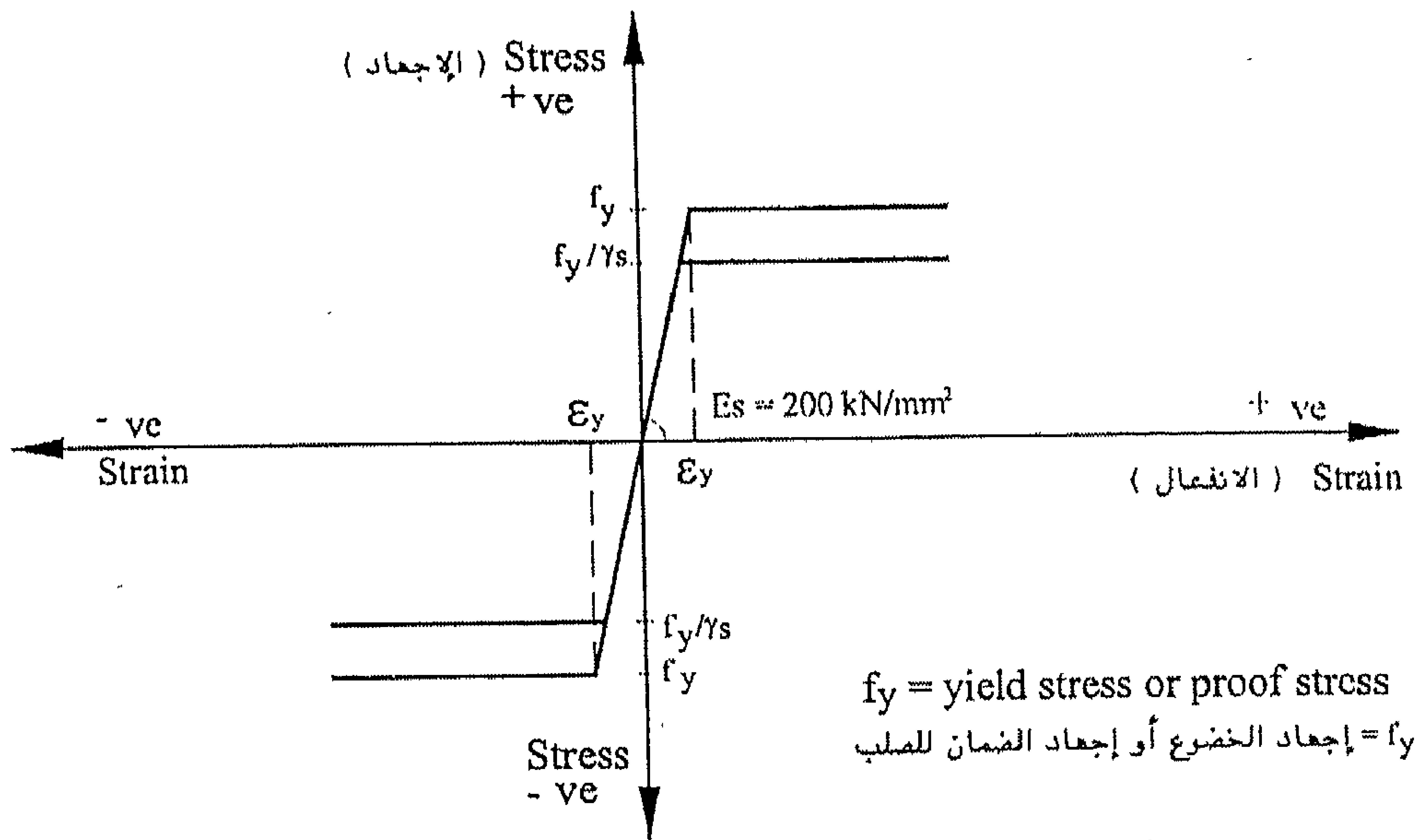
يتم تصميم القطاعات المعرضة لعزوم انحناء أو قوى لامركزية باستخدام طريقة الحد الأقصى للمقاومة طبقًا لنصوص هذا البند.

٤/٢/١/١ الفروض الأساسية والاعتبارات العامة

يجب أن يفي حد المقاومة للقطاعات المعرضة لعزوم انحناء بسيطة أو لعزوم انحناء مع قوى محورية بشروط الاتزان equilibrium conditions وشروط توافق الانفعالات compatibility of strains بالإضافة إلى الفروض والاعتبارات العامة التالية:

١. توزع الانفعالات على القطاع توزيعًا خطيًا وبالتالي تعتبر الانفعالات في الصلب والخرسانة متناسبة مع بعدها عن محور الخمول، وذلك في كل العناصر عدا الكمرات العميقة فيكون توزيع الانفعالات لاخطيًا.

٢. تؤخذ العلاقة بين الإجهاد والانفعال للصلب طبقًا للمنحنى الاعتباري idealized curve (الشكل ٤-١) مع مراعاة حدود إجهاد الخضوع طبقًا لما هو وارد بالفرض الرابع الخاص بشروط حد التشرخ.



الشكل ٤-١: المنحنى الاعتباري للإجهاد والانفعال لصلب التسليح

٣.

أ) تؤخذ قيم f_y بما لا يزيد على ٤٠٠ ن/مم^٢ للصلب ذي النتوءات المطابق للمواصفات القياسية المصرية وللشبك الملحوم ذي النتوءات أو ذي العضات الذي لا يزيد قطره على ١٠ مم ويطابق المواصفات القياسية المصرية.

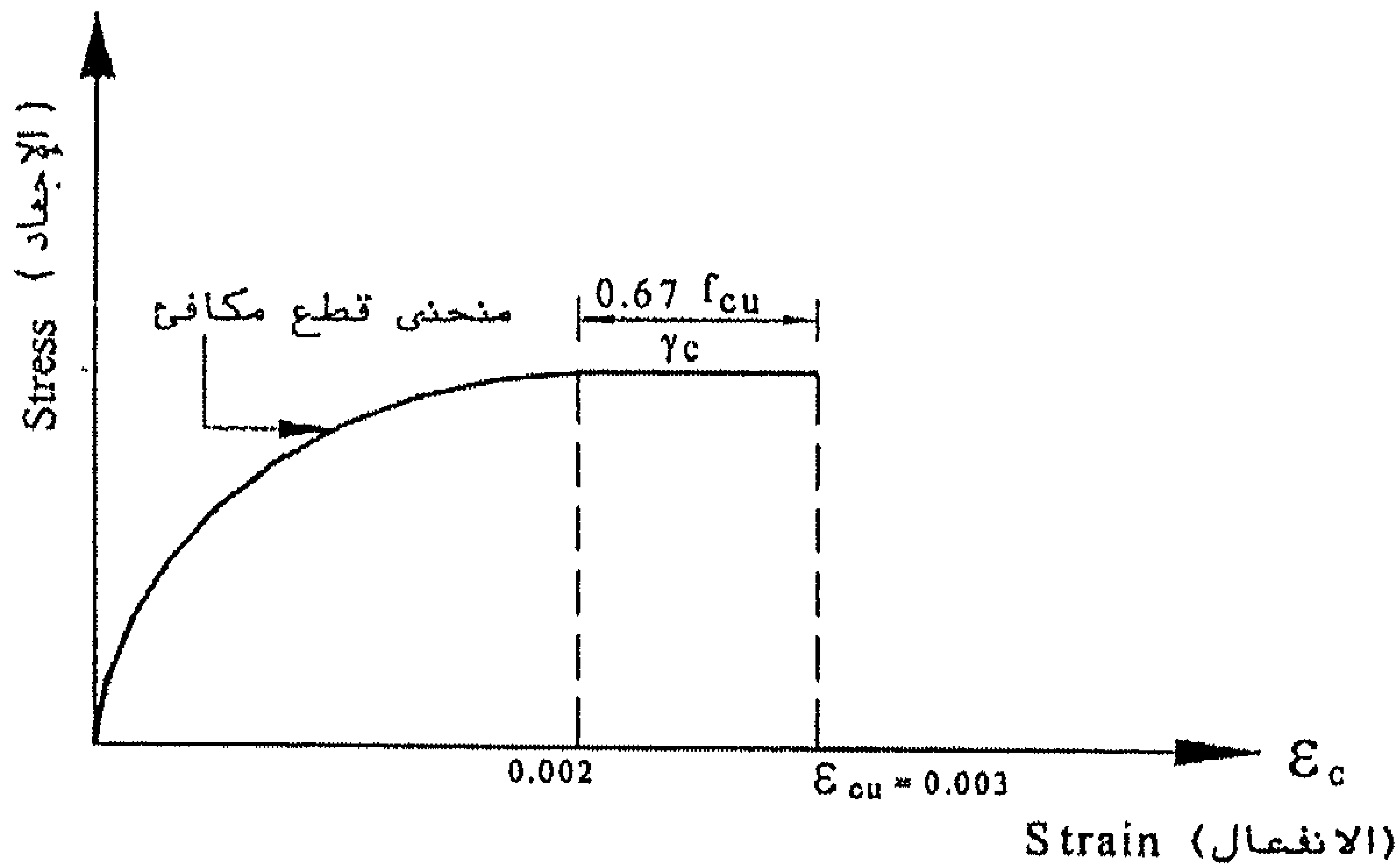
ب) إذا ثبت بالاختبارات أن إجهاد الخضوع f_y لأسياخ الصلب الأملس يزيد على ٢٤٠ ن/مم٢، تؤخذ قيمة f_y الخاصة به وبحد أقصى ٢٨٠ ن/مم٢.

ج) تؤخذ قيمة إجهاد الخضوع f_y للشبك الملحوم المسحوب على البارد بدون نتوءات (أملس) عند التصميم بما لا يزيد على ٣٠٠ ن/مم٢.

٤. يجب استيفاء شروط حد التشرخ عند تحديد قيم الإجهادات التصميمية للصلب المستخدم وذلك كما هو وارد في البند ٤/٣/٢ الخاص بحد التشرخ.

٥. تهمل مقاومة الخرسانة في الشد ويقام الصلب كافة إجهادات الشد عند حساب حد المقاومة القصوى.

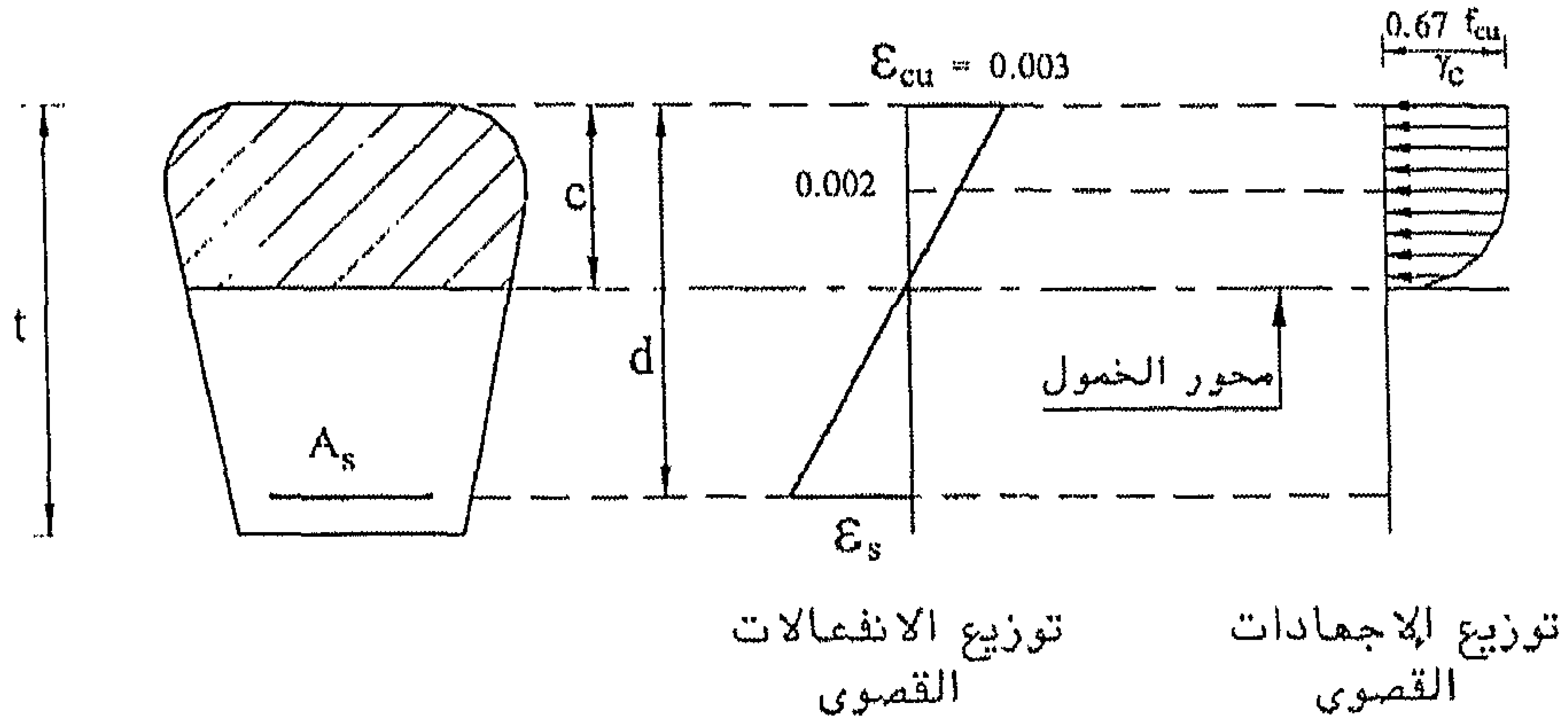
٦. يؤخذ توزيع الإجهادات في منطقة الضغط بالقطاع الخرساني حسب منحنى الإجهاد والانفعال المبني على تجارب معملية قياسية، كما يمكن أن يؤخذ المنحنى مطابقًا للمنحنى الاعتباري idealized curve الموضح في الشكل ٤-٢.



الشكل ٤-٢: المنحنى الاعتباري للإجهاد والانفعال للخرسانة في الضغط

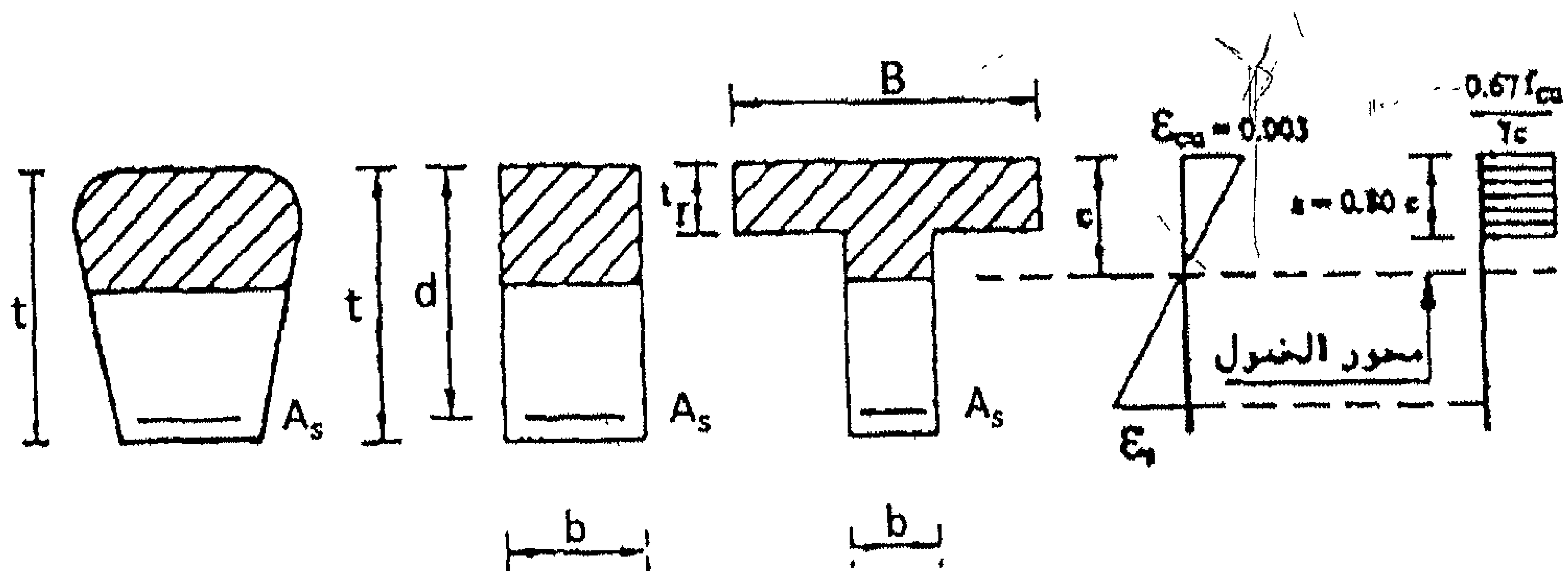
٧. يؤخذ الانفعال الأقصى للضغط في القطاعات الخرسانية مساويًا $\varepsilon_{cu} = 0.003$ للعناصر المعرضة لعزم انحناء أو لانحناء مصحوب بقوى محورية تجعل جزءًا من القطاع معرضًا للشد بينما تؤخذ $\varepsilon_{cu} = 0.002$ في القطاعات المعرضة لقوى ضغط محورية عند مركز لدونة القطاع، حيث مركز لدونة القطاع هو النقطة التي إذا أثرت عندها قوى الضغط القصوى ينتج عنها انضغاط منتظم في القطاع.

٨. بناءً على الفرضين السادس والسابع يكون توزيع إجهادات الضغط القصوى على القطاع كما هو موضح في الشكل ٤-٣.

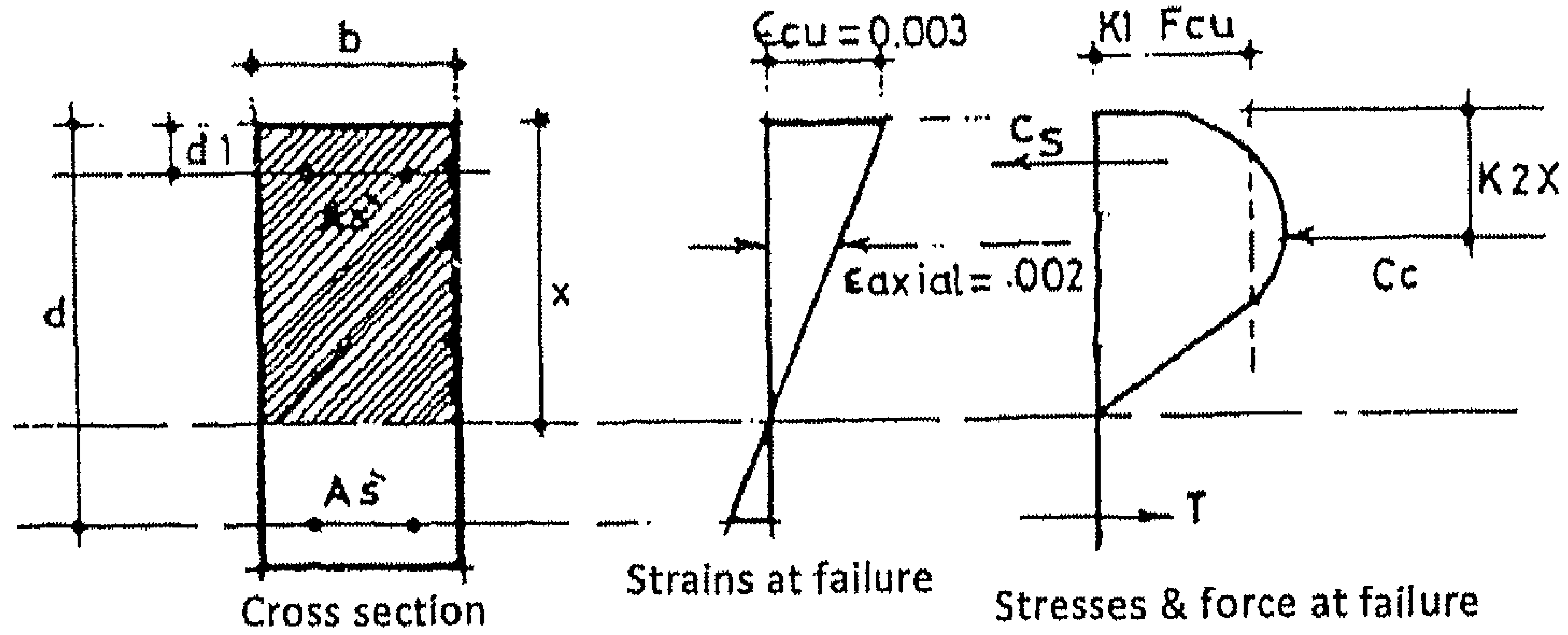


الشكل ٤-٣: توزيع الانفعالات والإجهادات القصوى

٩. يمكن اعتبار متطلبات الفرضين ٦، ٧، السابقين مستوفاة في القطاعات المستطيلة والقطاعات التي على شكل T، والقطاعات على شكل شبه منحرف، كما هو موضح في الشكل ٤-٤، وذلك بفرض إجهاد ضغط الخرسانة موزعًا بالتساوي على منطقة مكافئة ومحددة بحافة الألياف المعرضة لأقصى انفعال في منطقة الضغط وبخط موازي لمحور الخمول ويبعد مسافة $a = 0.8c$ من هذه الحافة، حيث المسافة c هي بُعد محور الخمول عن الحافة الأكثر انضغاطًا، وتكون قيم إجهاد الضغط المنتظم مساوية $0.67\,f_{cu}/\gamma_c$ ويطلق على هذا التوزيع للإجهادات المستطيل المكافئ لإجهادات الضغط equivalent rectangular stress block.



الشكل ٤-٤: المستطيل المكافئ لتوزيع إجهادات الضغط



الشكل ٢-١٧: منحنيات توزيع الإجهاد وتوزيع الانفعال في قطاع خرسانة مسلحة تحت تأثير عزوم الانحناء عند الانهيار

٣. عند الانهيار فإن توزيع ضغوط الانحناء في الخرسانة يكون تعريفه بواسطة منحنى الإجهاد-الاعتباري (انظر الشكل ٤-٢).

المقاومة القصوى التصميمية للمواد

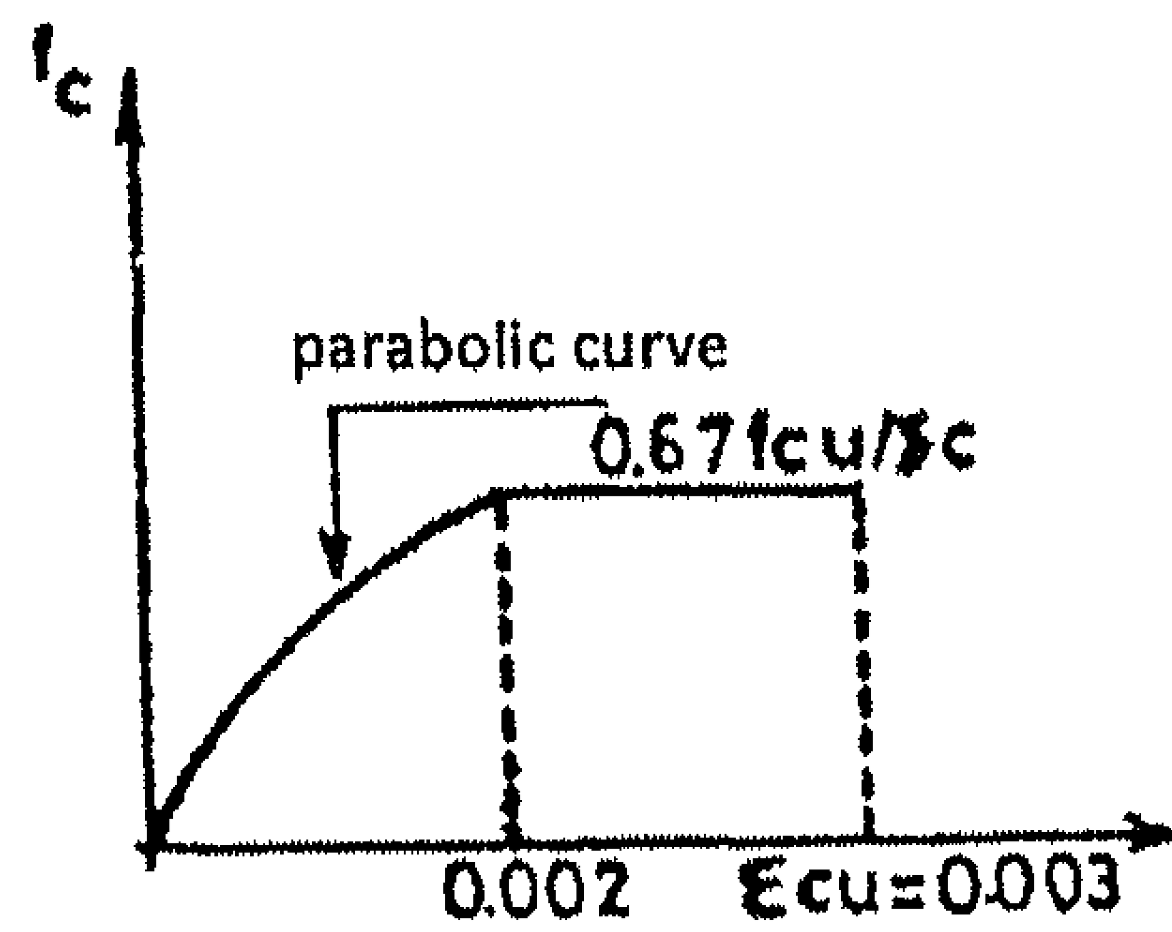
معاملات خفض المقاومة γ_s، γ_c

إن المقاومة التصميمية القصوى للمواد يمكن الحصول عليها عن طريق قسمة المقاومة المميزة f_y، C_{cu} على معامل خفض المقاومة partial safety factor، أي أن المقاومة التصميمية تساوي:

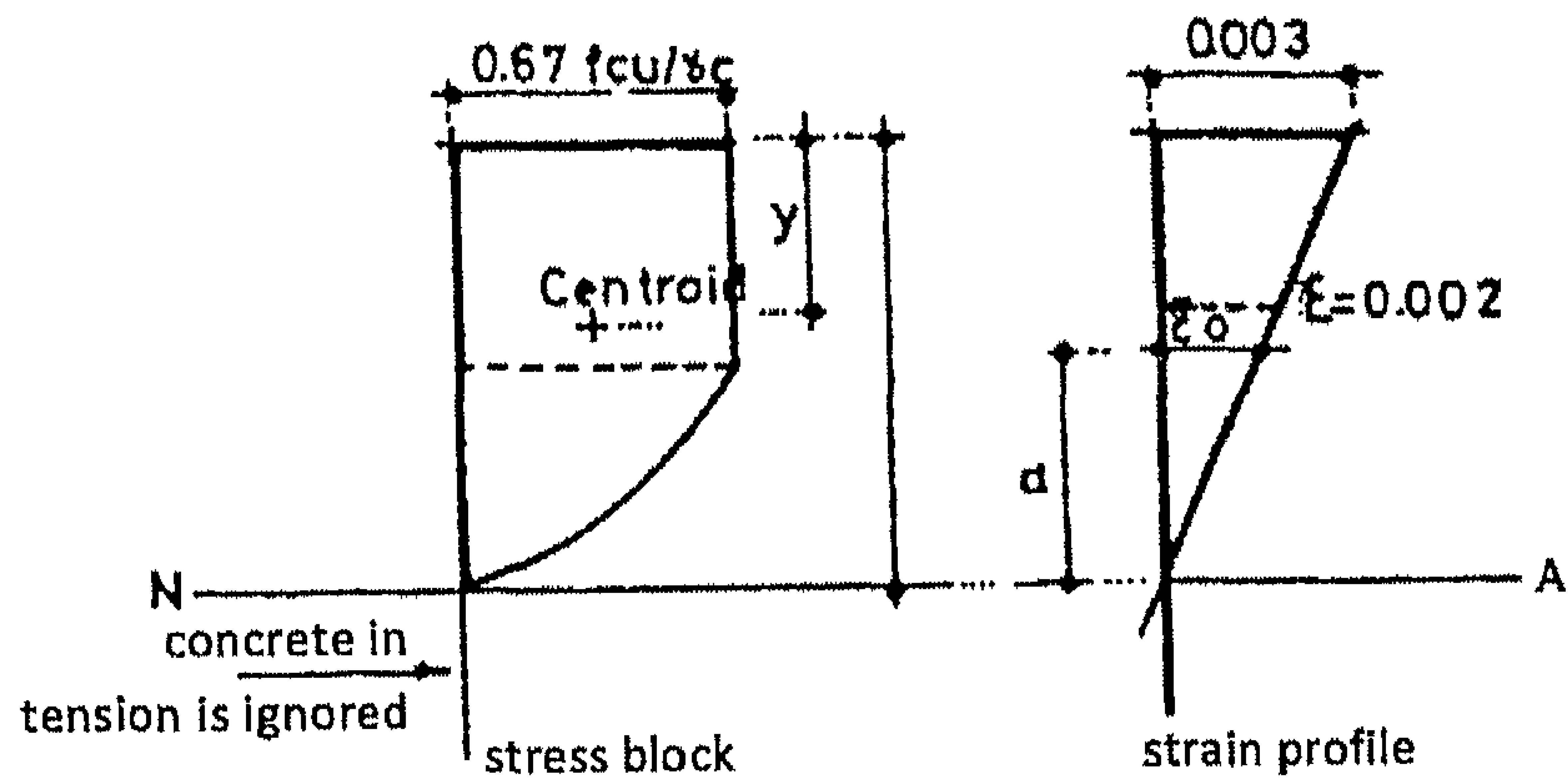
$$\text{Design strength} = \frac{fk}{\gamma_m}$$

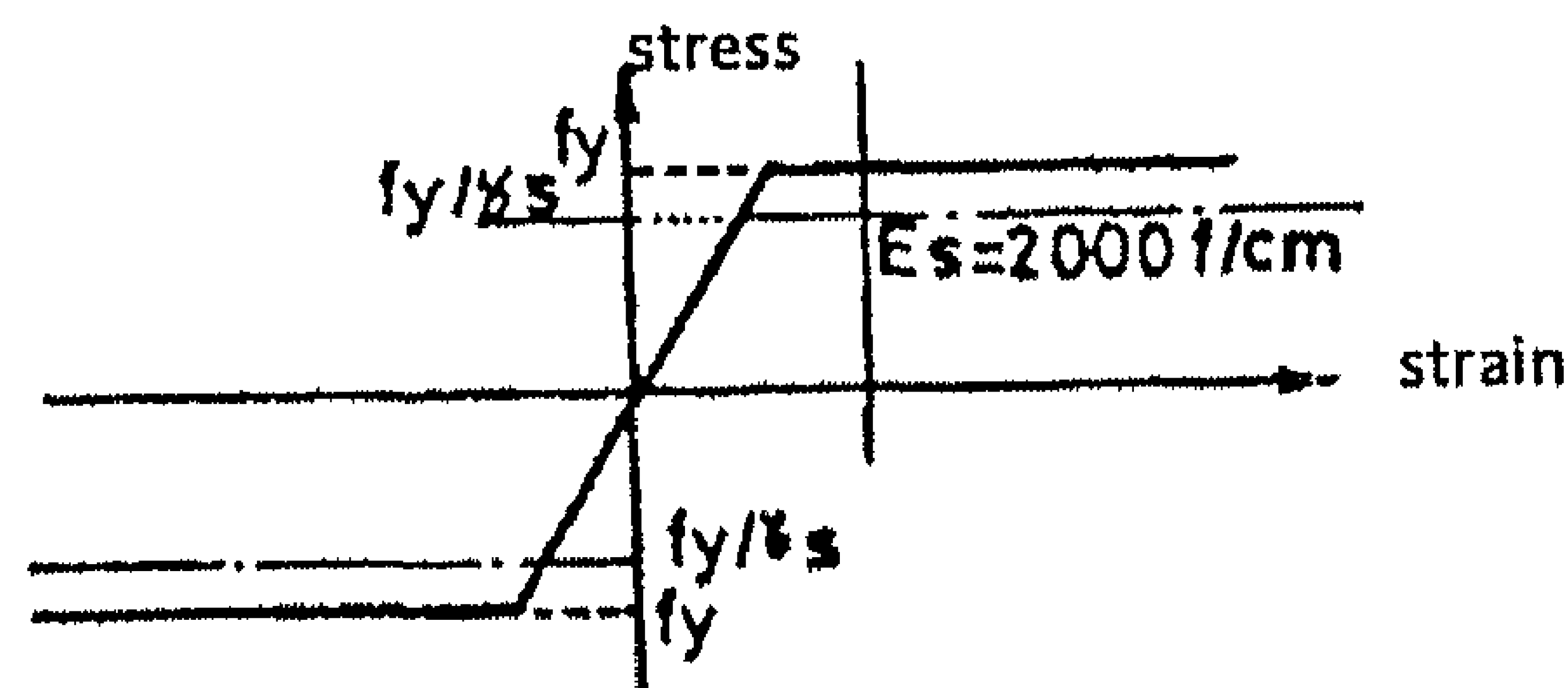
وبذلك نكون أخذنا في الاعتبار الاختلافات المحتملة بين المواد في المنشأ الحقيقي والمقاومة المستخرجة من العينات المعملية. وفي الخرسانة يمكن لمعامل خفض المقاومة γ_c أن يغطي بأمان هذه العناصر والأخطاء. مثال ذلك عدم كفاية دمك الخرسانة compaction والاختلافات في المعالجة curing وخلافه. أما بالنسبة لحديد التسليح فإن معامل خفض المقاومة γ_s لحديد التسليح يقوم بتغطية الأخطاء التالية:

- الاختلافات بين مساحة المقطع الأسمية من التصميم الفعلية من المصنع نتيجة عمليات السحب أو نتيجة صدأ التسليح corrosion وخلافه.
- وقيم معاملات خفض المقاومة γ_m لكل مادة يختلف عن الأخرى ويختلف للمادة الواحدة تبعًا لاختلاف نوع الحالة الحدية limit state وذلك لاختلاف احتمالات الخطأ المتوقعة لكل حالة.



Idealized stress strain curve of concrete





الشكل ٢-١٨: المنحنى الاعتباري بين الإجهاد والانفعال للخرسانة
(المنحنى الاعتباري بين الإجهاد والانفعال لحديد التسليح)

قيم معاملات خفض المقاومة γ_s ، γ_c للحالات الآتية:

١. قوى شد محورية أو قوى شد لامحورية.

٢. عزوم انحناء.

٣. القص والالتواء.

٤. التحمل.

٥. التماسك

لكل القوى السابقة الخمسة يكون γ_s ، γ_c قيمتها كالآتي:

$$\gamma_c = 1.5, \quad \gamma_s = 1.15$$

(ب) عزوم انحناء مصحوبة بقوى مركزية ضاغطة

في حالة الانحناء المصحوبة بقوى ضغط محورية (ضغط لامحوري) تؤخذ معاملات خفض المقاومة المميزة كما يلي:

$$\gamma_C = 1.5\left[\frac{7}{6} - \frac{e/t}{3}\right] \geq 1.5$$ (٣-١٦أ)*

$$\gamma_S = 1.15\left[\frac{7}{6} - \frac{e/t}{3}\right] \geq 1.15$$ (٣-١٦ب)*

حيث $\frac{e}{t} \geq 0.05$

(ج) حالات حدود التشغيل

في حالة حساب حدود التشغيل والتي تشتمل على الآتي:

- الترخيم deflection.
- التشكيل deformation.
- التشرخ cracking.

في هذه الحالات جميعها تكون قيم معاملات خفض المقاومة γ_c ، γ_s قيمتها تساوي الوحدة الصحيحة. أي أن:

$$\gamma_s = 1.00 = \gamma_c$$

أي أنه لا يوجد خفض للمقاومة في حالات حدود التشغيل.

---

* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

المستطيل المكافئ لتوزيع إجهادات الضغط في الخرسانة

لتبسيط حسابات وتصميم القطاع الخرساني فإن بلوك الإجهادات القطع المكافئ parabolic stress block يمكن أن يؤخذ على أنه إجهادات مستطيل مكافئ له في المساحة ومنطبق معه في المركز أخذ المسافة a من أقصى حافة إجهاد ضغط على أنها:

$$a = 0.8c$$

حيث $c =$ المسافة من أقصى مسافة ضغط max. compression fiber إلى محور الخمول.

لذلك فإن الإجهاد المنتظم التوزيع عن حافة الضغط القصوى وعلى طول المسافة a يمكن أن يؤخذ:

$$f_{c_{max}} = \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_c}$$

حيث $\gamma_c = 1.5$

$$\therefore \quad f_{c_{max}} = \frac{0.67 f_{cu}}{1.5} = 0.45 f_{cu}$$

حيث $f_{cu} =$ قوة مقاومة القطاع الخرساني المميزة بعد ٢٨ يومًا (انظر الشكل ٢-١٩).

هذا التقريب يمكن تطبيقه على القطاع المستطيل R-section والقطاع حرف T-section T والقطاع شبه المنحرف كما بالشكل ٢-١٩.

تحديد قيمة c

لتحديد قيمة c، وهي المسافة بين أقصى حافة الضغط إلى محور الخمول، فإننا يمكننا افتراضها بأخذها نسبة من العمق d أي مضروبة في معامل في العمق:

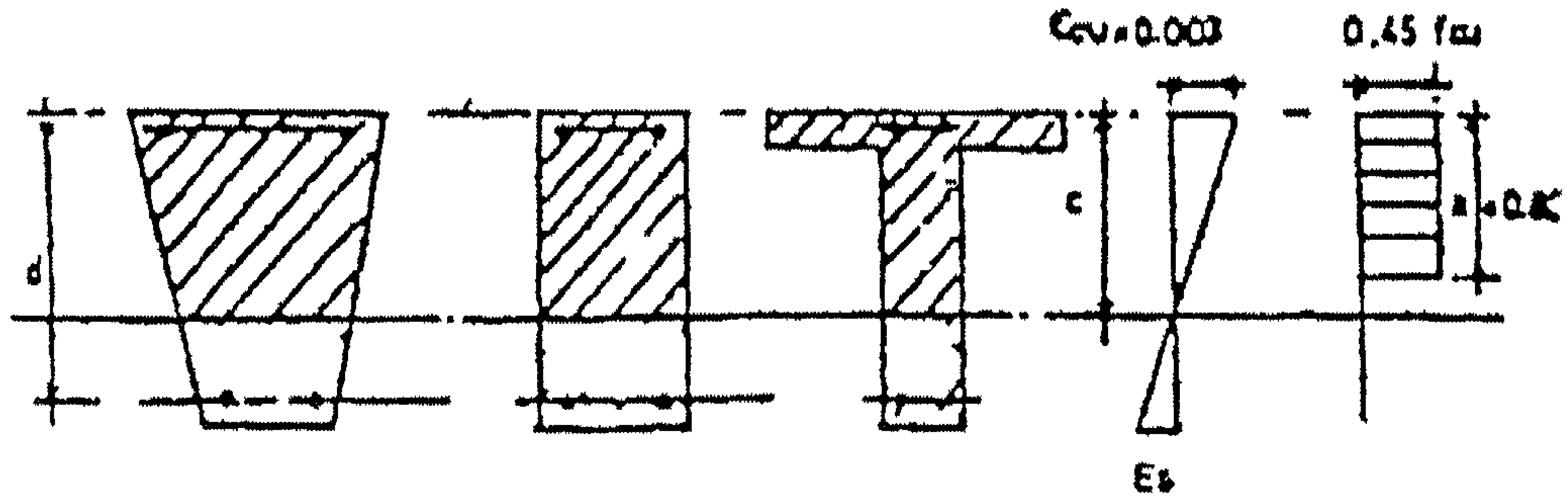
$$c = kd \Leftarrow d$$

معامل محور الخمول neutral axis factor: $\frac{c}{d} = k$

والمعامل k يمكن أن يأخذ أي قيمة محصورة بين القيمتين:

- القيمة القصوى، حيث تصبح $k_{max} = c_{max}$.
- القيمة الصغرى، حيث يصبح $k_{min} = c_{min}$.

وأولاً وقبل كل شيء يجب أن نعرف تأثير حديد التسليح على سلوك الخرسانة تحت تأثير الأحمال حتى لحظة الانهيار وذلك حتى نفهم المعنى الحقيقي لكل من c_{max} ، c_{min} .



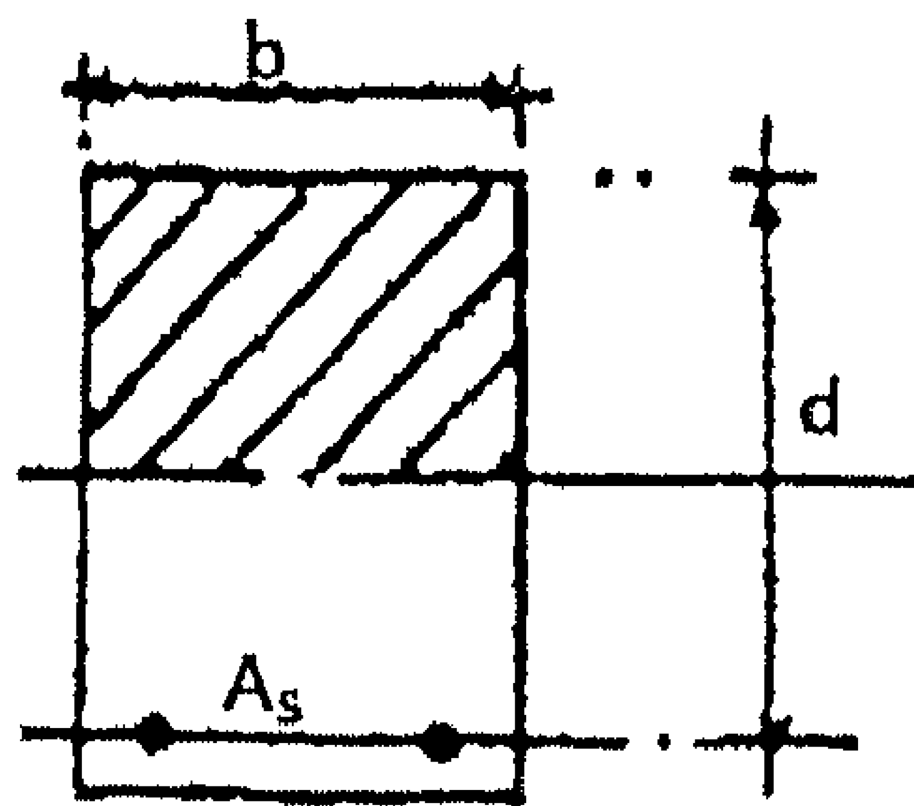
الشكل ٢-١٩: المستطيل المكافئ لتوزيع الإجهادات

تأثير حديد التسليح على سلوك انهيار الخرسانة

بدراسة القطاع الخرساني المسلح المبين بالشكل ٢-٢٠ والمسلح بأسياخ تسليح صلب طري أو عالي المقاومة والذي له نقطة خضوع محددة نجد أن لدينا ثلاث حالات:

- قطاع خرساني ذو تسليح تحتي under-reinforced section.
- قطاع خرساني ذو تسليح فوقي over-reinforced section.
- قطاع خرساني ذو تسليح توازني balanced section.

وندرس الآن كل حالة على حدة بالتفصيل.



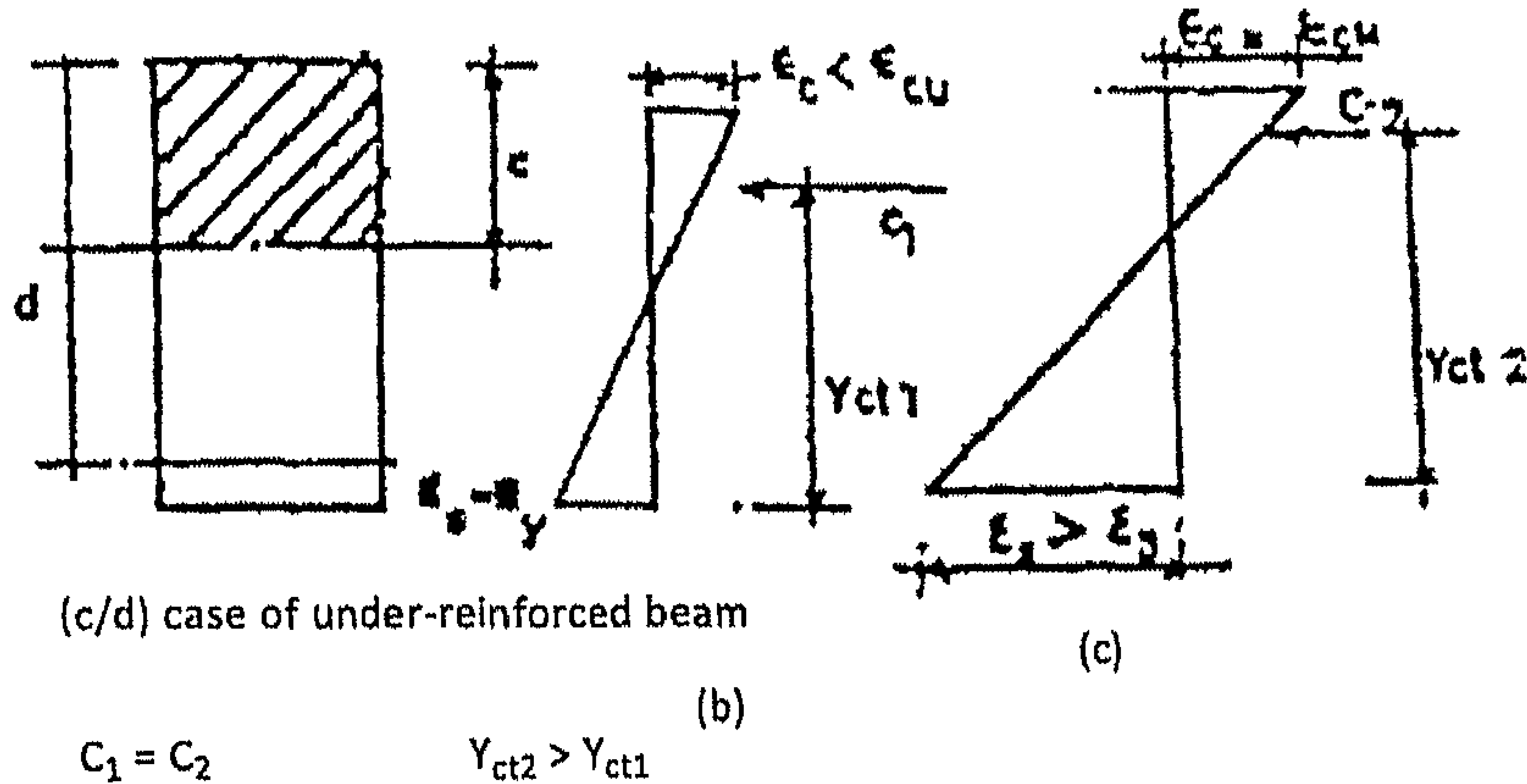
الشكل ٢-٢٠: قطاع مستطيل مشرخ

- **قطاع خرساني ذو تسليح تحتي:**

في قطاعات الكمرات ذات التسليح التحتي فإن نسبة حديد التسليح إلى القطاع الخرساني الفعال A_s/bd (الشكل ٢-٢٠) هذه النسبة تكون صغيرة لدرجة كافية أن تجعل حديد التسليح يصل إلى إجهاد الخضوع yield قبل أن تصل الخرسانة إلى حد كسر الانهيار في الضغط cracking in compression.

وحيث إن الخرسانة لن تنكسر (وبالتالي الكمرة لن تنهار) قبل أن يصل انفعال أقصى حافة مضغوطة extreme compression إلى قيمته القصوى ε_{cu} لذلك فإن الكمرة سوف تستمر

في مقاومة تزايد العزوم المطبقة عليها وهذا سوف يتم حدوثه عن طريق حركة محور الخمول لأعلى وبالتالي تحدث بعضًا من الزيادة في ذراع العزم lever arm بينما قوة الضغط الكلية في الخرسانة تبقى بدون تغيير.



الشكل ٢-٢١: شكل توزيع الانفعال

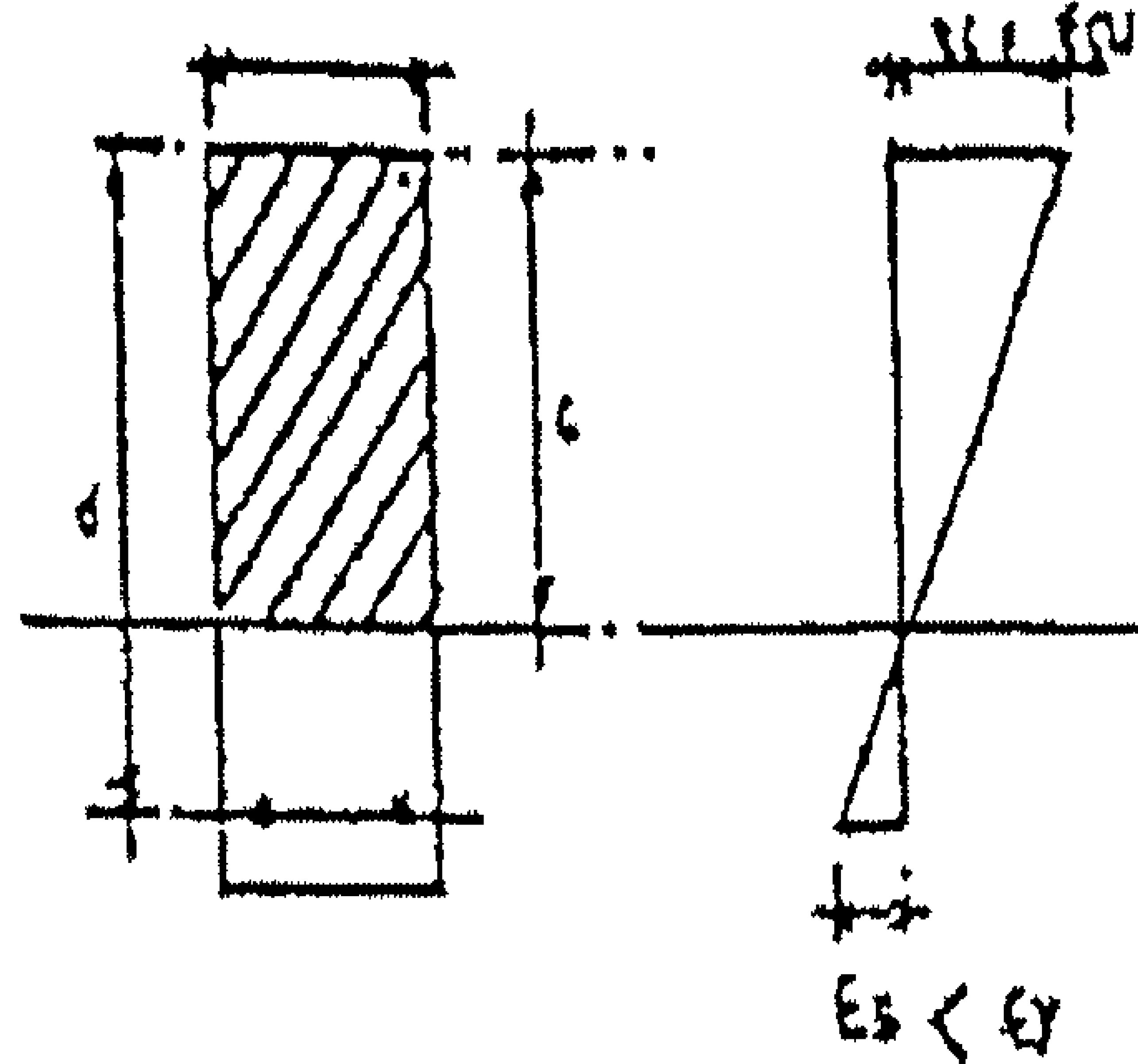
وانهيار الكمرات ذات التسليح التحتي يمكن معرفته أو تعريفه بحدوث انفعال كبير لحديد التسليح وبالتالي يحدث هناك شروخ شديدة الاتساع وكثيرة العدد في الخرسانة ويصاحب ذلك حدوث ترخيم كبير للكمرة. وممطولية ductility هذا النوع من الكمرات تكون كافية لإعطائنا تحذير كاف جدًا قبل حدوث انهيار مفاجئ لهذه الكمرة الخرسانية.

ولهذا السبب الهام وأيضًا لأسباب اقتصادية (حيث إن الكمرات ذات التسليح التحتي تعطي نسبة تسليح قليلة واقتصادية في التصميم) فإن المصممين الإنشائيين عادة يستهدفوا في تصميمهم أن تكون الكمرات كلها بجميع قطاعاتها هي والبلاطة أو أي عناصر إنشائية مماثلة أن تكون عناصر ذات تسليح تحتي (انظر المرجع 7).

✪ قطاع خرساني ذو تسليح فوقي:

إذا أصبحت نسبة الحديد A_s/bd أكبر من قيمة معينة (وبالتالي أصبحت النسبة c/d أكبر من c/d للقطاع ذو التسليح التحتي c فإن انفعال الخرسانة concrete strain سوف يصل إلى القيمة القصوى ε_{cu} (وبالتالي تنكسر الكمرة الخرسانية) وذلك قبل أن يصل انفعال الحديد إلى قيمة انفعال الخضوع ε_{cu}. وبالتالي فإن توزيع الانفعالات عند حد الانهيار collapse سوف يصبح مماثل كما هو مبين بالشكل ٢-٢٢ ويكون:

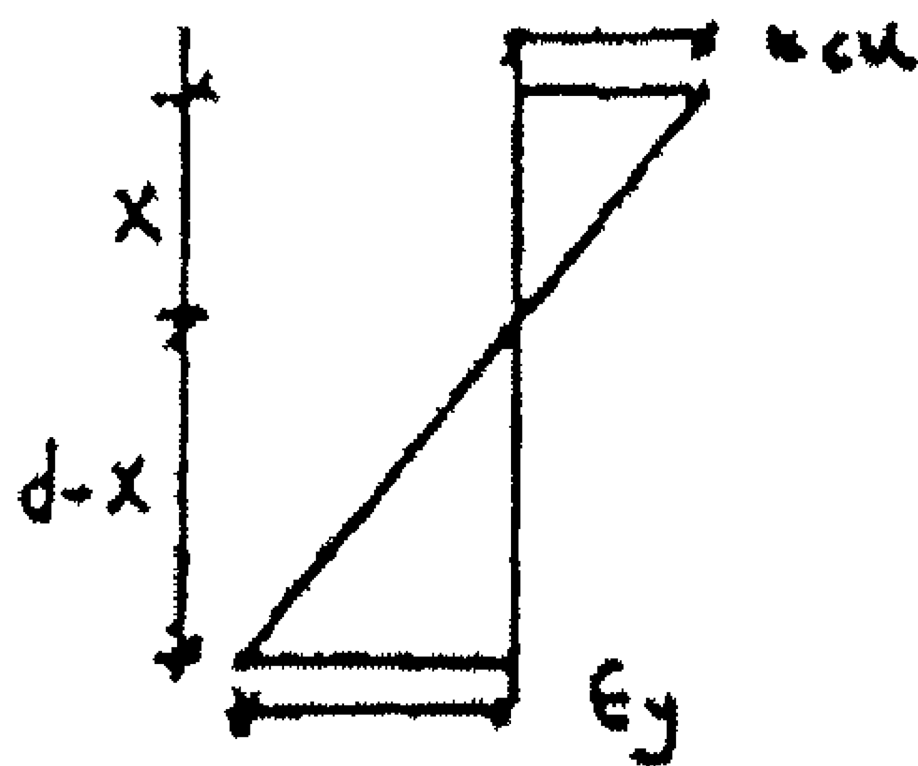
$$\left(\frac{c}{d}\right)_{\text{under reinforced}} < \left(\frac{c}{d}\right)_{\text{over reinforced}}$$

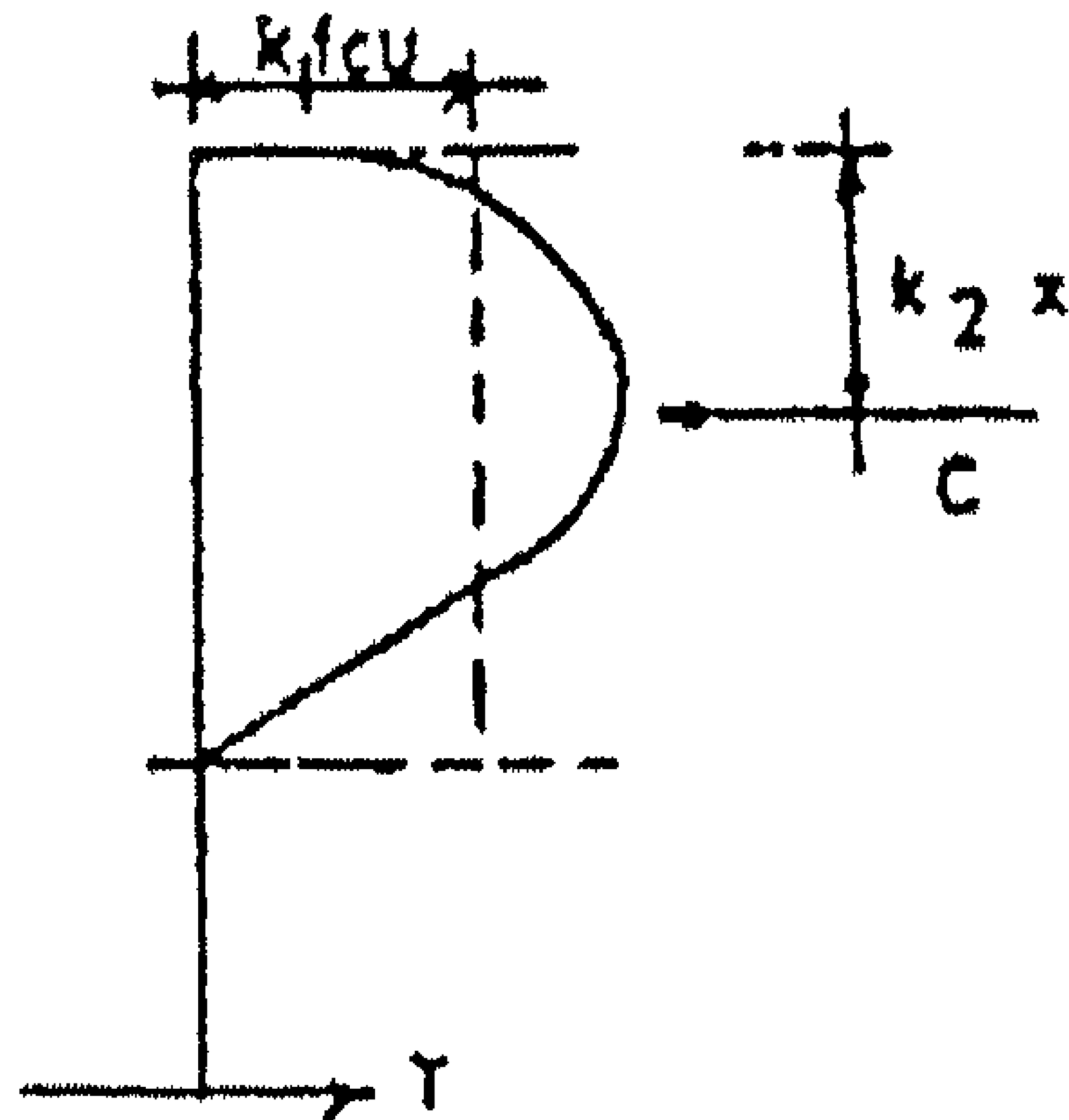


الشكل ٢-٢٢: شكل توزيع الانفعال

وبالتـالي يبـدأ انهيـار الكمـرة في حـين أن انفعال الحديد يكـون مـا يـزال قليلاً ولـذلك فـإن الانهيـار في الخرسـانة يتميـز بقلـة الترخـيم المصاحب له واختفاء الشـروخ الخطـيرة والشـديدة من منطقة الشد، والانهيـار يكـون عـادة مصـحوبًا بانفجار ويحدث فجأة وبدون إنذار كاف.

ملاحظة هامة: في أغلب المواصفات القياسية في العالم فإنه من الممنوع تمامًا تصميم قطاع خرسـاني ذو تسليح فوقي لأنه يحدث انهيـار فجـائي بـدون تحذير كاف لإخلاء المبنى قبل وقوعه.





الشكل ٢-٢٣: شكل بلوك توزيع الإجهادات أعلاه شكل توزيع الانفعال

✪ قطاع خرساني ذو تسليح توازني:

في هـذا القطـاع فـإن انفعـال الخرسـانة في الضـغط يصـل إلى حـده الأقصـى ε_{cu} في نفـس الوقـت (متزامنًـا) مـع وصـول حديـد التسـليح إلى قيمـة انفعـال الخضـوع ε_{cu} = yield strain . ولـذلك

فإنه طبقًا للشكل ٢-٢٣ يكون توزيع الانفعالات عند حد الانهيار مطابق للشكل ٤-٨، ويكون معامل عمق محور الخمول x/d في القطاع ذو التسليح التوازني له قيمة محددة unique value والتي يمكن الحصول عليها من المعادلة ٢-١:

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \qquad (٢-١)$$

وتكون نسبة حديد التسليح لها قيمة محددة والتي يمكن الحصول عليها من المعادلة ٢-٢:

$$p = \frac{k_1 f_{cu}}{f_y} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} \qquad (٢-٢)$$

حيث k_1 = المعامل المتوسط للإجهاد للمستطيل المكافئ للإجهادات في القطاع الخرساني.

ملاحظات

١. $\varepsilon_y = \dfrac{f}{E_s \gamma_s}$

٢. في المواصفات المصرية: $k_1 = \dfrac{0.67}{\gamma_c} = \dfrac{0.67}{1.5} = 0.45$

العلاقة بين d، p، c/d

كلما تزايد نسبة حديد التسليح في القطاع p زادت نسبة c/d. أي أن:

$$\frac{c}{d} = k_1 = k_2 \times A_s$$

حيث k_1 ، k_2 ثوابت.

وأيضًا فإنه كلما زادت النسبة c/d زاد العمق d، وبالتالي يمكن الحصول على قطاع ذو سلوك قطاع خرساني ذو تسليح تحتي عن طريق وضع حد أقصى للقيمة c/d أو حد أقصى للقيمة p. أي أن النسبة c_{max}/d هي الحد الفعلي لأي قطاع خرساني ذو تسليح تحتي.

ملاحظات

$$p \text{ under reinforced} < p \text{ balanced} < p \text{ over reinforced}$$

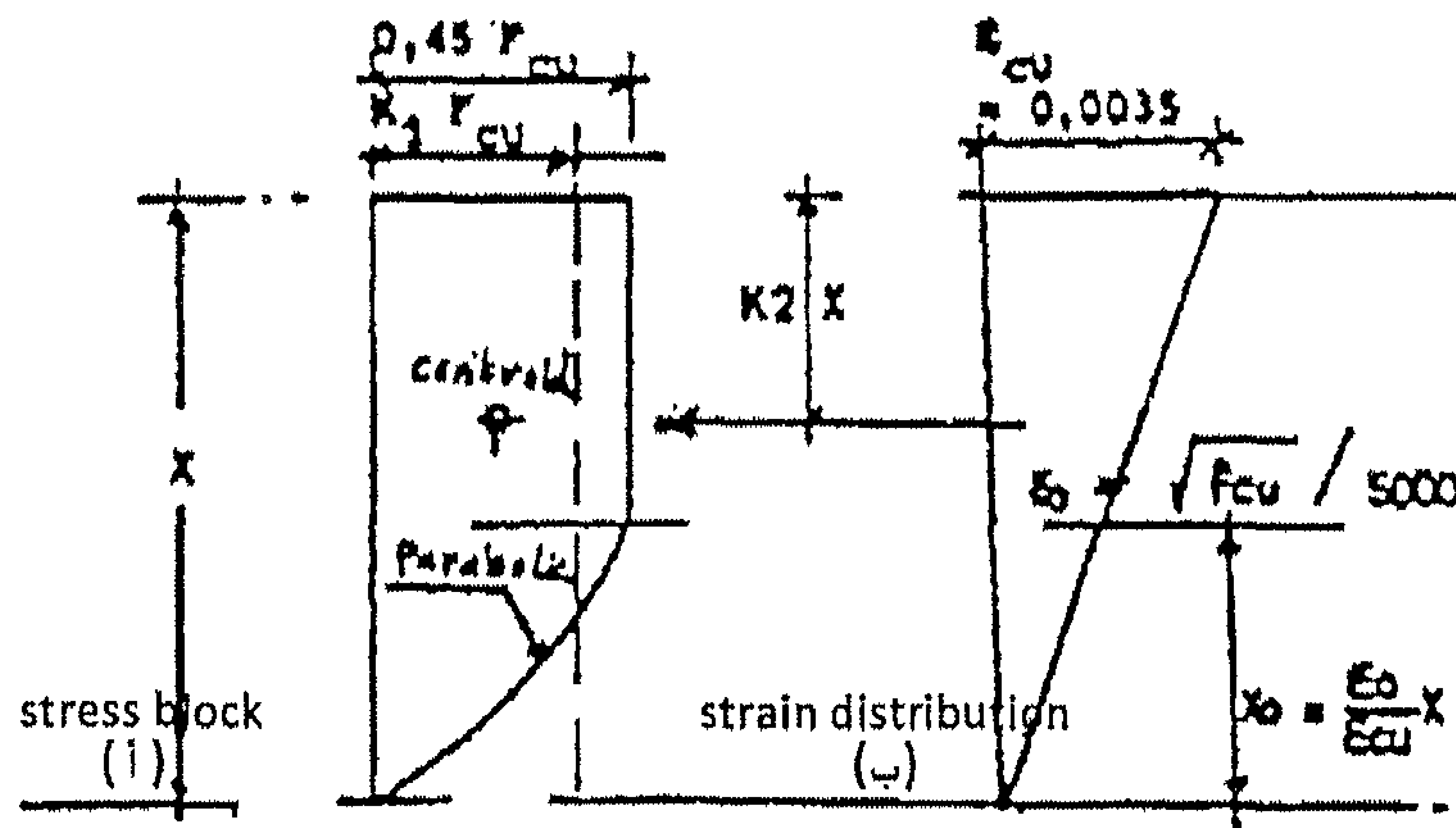
$$\frac{c}{d} \text{ under reinforced} < \frac{c}{d} \text{ balanced} < \frac{c}{d} \text{ over reinforced}$$

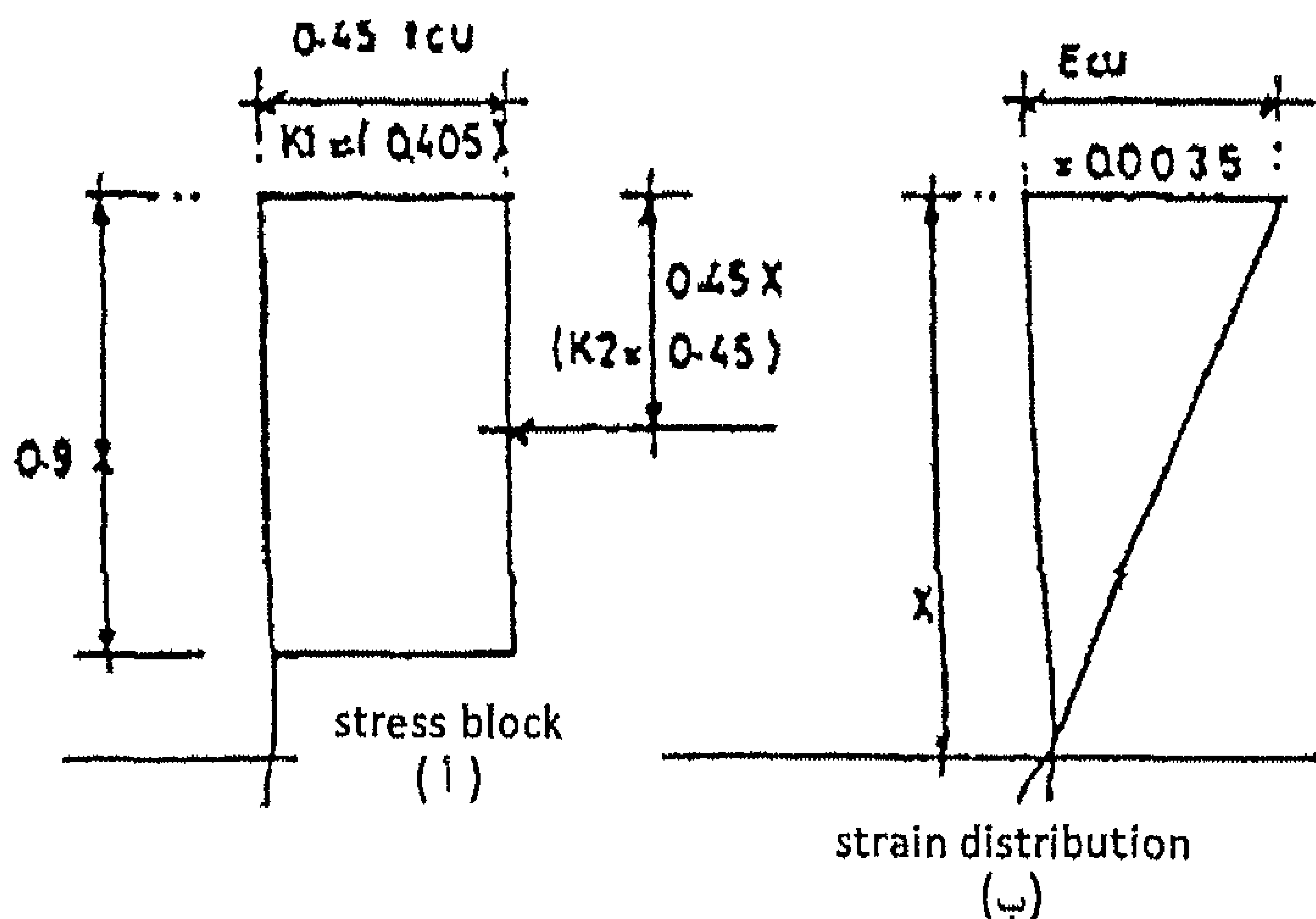
d under reinforced > d balanced > d over reinforced

A_s under reinforced < A_s balanced < A_s over reinforced

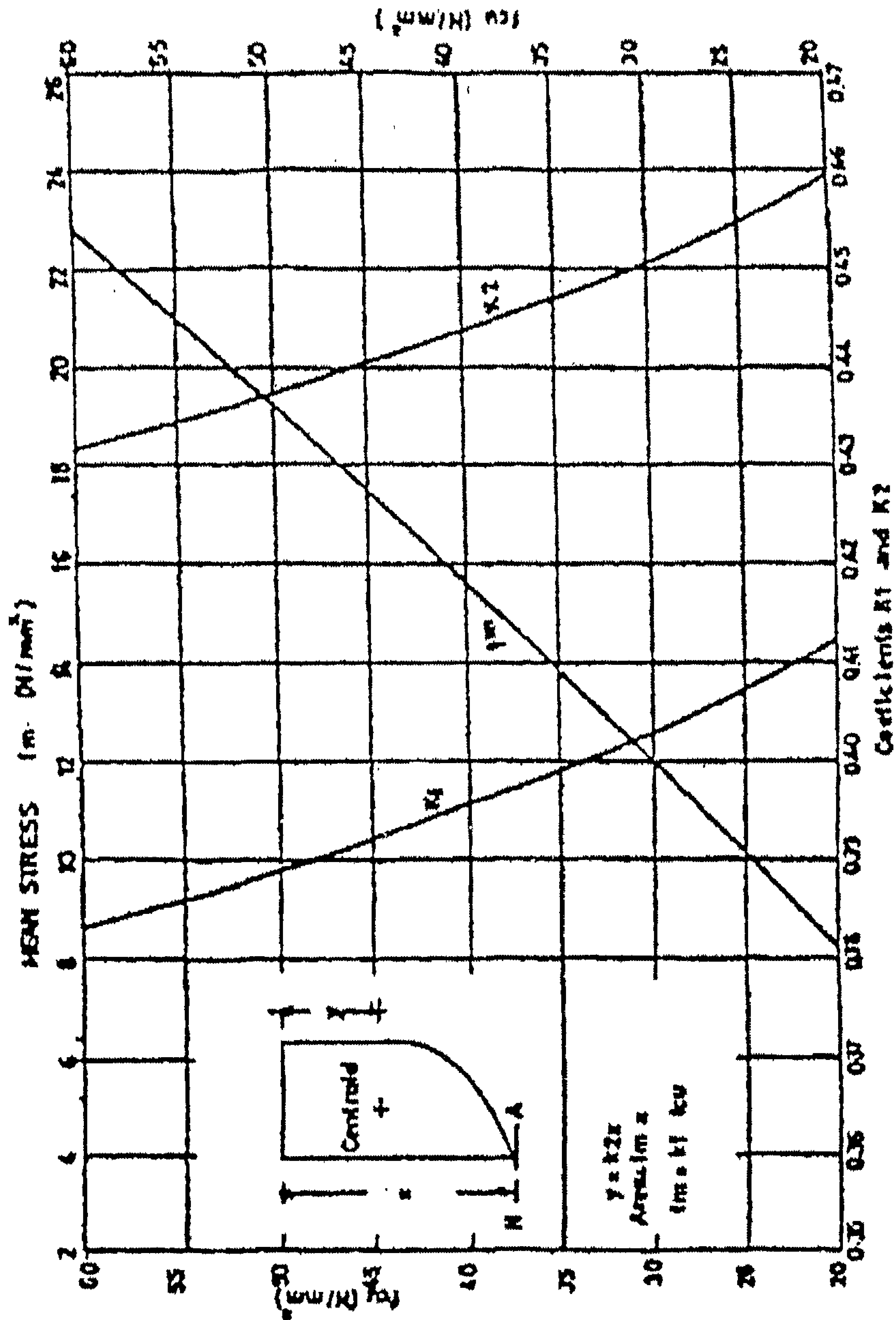
بلوك المستطيل المكافئ للإجهادات طبقًا للمواصفات البريطانية

طُبعت المواصفات البريطانية BS 8110 لأعمال المنشآت الخرسانية المسلحة لأول مرة في يناير ١٩٨٥م ويعتبر مبدؤها الأول معتمدًا على نظرية حالات الحدود القصوى المحدودة ultimate limit state وذلك كطريقة تصميم تتبع لكافة العناصر الإنشائية الخرسانية.





الشكل ٢-٢٤: أشكال توزيع إجهادات مبسطة للتصميم طبقًا لحالة التصميم القصوى المحددة في الكود البريطاني للخرسانة BS-8110



الشكل ٢-٢٥: خواص بلوك الإجهادات المستطيل القطع المكافئ

وبلوك مستطيل لإجهادات المكافئ المبسط له كثافة تساوي $0.45f_{cu}$ تمتد على الوجهن المضغوط حتى عمق $0.9x$. والإجهاد ذو الكثافة $0.45f_{cu}$ يعتبر مشتملاً بالفعل على معامل الأمان الجزئي γ_m partial safety factgor. والمعاملات المميزة k_1 ، k_2 يمكن تعريفها كالتالي:

$k_1 =$ النسبة بين إجهاد الضغط المتوسط وبين مقاومة الخرسانة المميزة f_{cu} .

$k_2 =$ النسبة بين عمق مركز ثقل بلوك الإجهاد وبين عمق محور الخمور، كما هو مبين بالشكلين ٤-٩، ٤-١٠.

$$\therefore \quad k_1 f_{cu}\, b\, x = (0.45 f_{cu})(b)(0.9x) = 0.405 f_{cu}\, b\, x$$

$$\therefore \quad k_1 = 0.405$$

$$k_2 = \frac{0.9}{2} = 0.45$$

مناقشة عبارة الكود المصري كود رقم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١م (البند ٤/٢/١/٢/ج)

نصت عبارة المواصفات المصرية – كود رقم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١م – البند ٤/٢/١/٢/ج، على أن أقصى قيمة مسموحة للعزم $M_{u_{max}}$ ولحديد التسليح في جهة الشد فقط ومعرضة لعزوم انحناء فقط هي كالآتي:

$$M_{u_{max}} = R_{max} \frac{f_{cu}\, b d^2}{\gamma_c} \qquad (٤-٤)^*$$

$$\mu_{max} = \frac{A_s}{bd} = 0.67 \left(\frac{f_{cu}/\gamma_c}{f_y/\gamma_s} \right) \left(\frac{a_{max}}{d} \right) \qquad (٤-٥)^*$$

$$C = T = \frac{A_s f_y}{\gamma_s}$$

$$C = a_{max}\, b \frac{0.67 f_{cu}}{\gamma_c}$$

$$a_{max}\, b \left(0.67 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} \right) = A_s \left(\frac{f_y}{\gamma_s} \right)$$

$$A_s = \left(\frac{0.67 f_{cu}/\gamma_c}{f_y/\gamma_s} \right) a_{max}\, b$$

$$\mu = \frac{A_s}{bd} = \left(\frac{0.67 f_{cu}/\gamma_c}{f_y/\gamma_s} \right) \left(\frac{a_{max}\, b}{d} \right)$$

* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

$$= 0.67\left(\frac{f_{cu}/\gamma_c}{f_y/\gamma_s}\right)\left(\frac{a_{max}\,d}{d}\right) \longrightarrow$$ معادلة ٤–٥

$$\mu_{max} = C\left(d - \frac{a_{max}}{2}\right)$$

حيث

$$C = \left(0.67\frac{f_{cu}}{\gamma_c}\right)a_{max}\,b\left(d - \frac{k}{2}d\right)$$

بفرض أن:

$$a_{max} = k, d$$

حيث

$$k = \text{constant}$$

$$\mu_{max} = \left(0.67\frac{f_{cu}}{\gamma_c}\right)k\,d\,b\left(d - \frac{k}{2}d\right)$$

$$= \left(0.67\frac{f_{cu}}{\gamma_c}\right)k\left(1 - \frac{k}{2}\right)d^2\,b$$

نأخذ

$$R_{max} = 0.67k\left(1 - \frac{k}{2}\right)$$

$$\mu_{max} = R_{max}\,f_{cu}\,b\frac{d^2}{\gamma_c}$$

والجدول ٢–٥ يعطي قيم R_{max} ، μ_{max} لمختلف أنواع حديد التسليح وذلك لحالة عدم السماح بتوزيع العزوم no moment redistribution في القطاعات. أي أن قيم عزوم الانحناء تؤخذ كما هي محسوبة بطرق نظريات المرونة. مثل طريقة "معادلة الثلاثة عزوم" 3-moment equation، وطريقة "توزيع العزوم" moment distribution، وطريقة "الشغل التخيلي" virtual work.

كما يجب أن نأخذ في الاعتبار حالات التحميل cases of loading وذلك لكي نحصل على القيم القصوى لعزوم الانحناء في القطاعات المعتبرة وذلك مع تطبيق الشرط المذكور في الباب السادس من الكود المصري رقم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١م.

وأيضًا يجب التأكد من حالات التشكيلات والتشريخ بحيث تصبح كلها في حد الأمان، كما يجب على المصمم أن يتأكد من أن عزوم القصور الذاتي المفروضة في الحل relative inertia هي دقيقة بنسبة ٩٠٪ وذلك للكمرات أو الإطارات frames غير محددة استاتيكيًا indeterminate.

الجدول ٢-٥: (بدون توزيع للعزوم)

Type of steel	f_y kg/cm^2	c_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
24/34	2400	0.50	8.56×10^{-5} f_{cu}	0.214
28/45	2800	0.48	7.00×10^{-5} f_{cu}	0.208
36/52	3600	0.44	5.00×10^{-5} f_{cu}	0.194
40/60	4000	0.42	4.31×10^{-5} f_{cu}	0.187
45/52	4200	0.40	3.65×10^{-5} f_{cu}	0.180

وفي حالة السماح بتوزيع العزوم بنسبة لا تزيد عن ±10% فإن الجدول ٢-٦ يمكن استخدامه لتحديد قيم R_{max} ، μ_{max} مع السماح بتوزيع العزوم بنسبة ±10% على الأكثر.

الجدول ٢-٦: (مسموح بتوزيع العزوم ±١٠% حد أقصى)

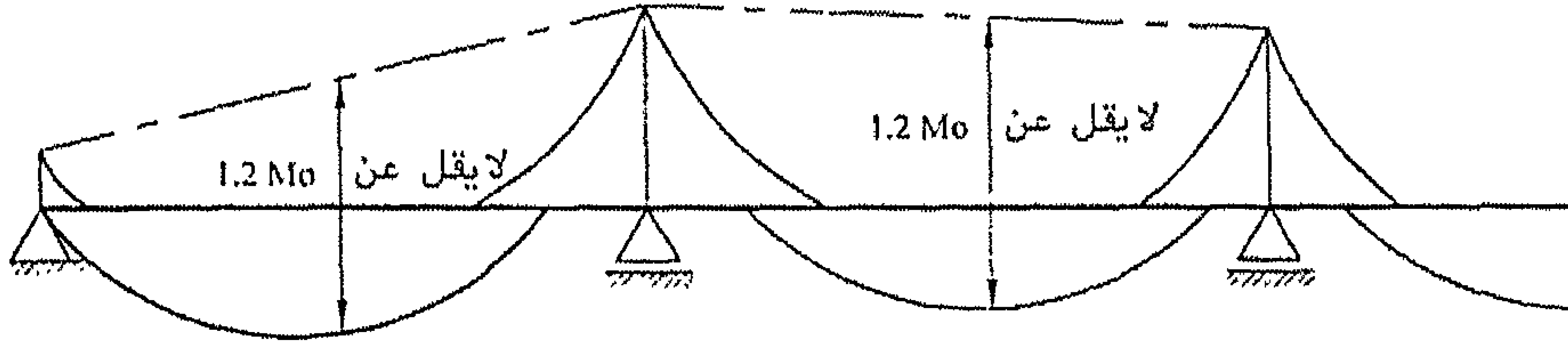
Type of steel	f_y kg/cm^2	c_{max}/d	μ_{max}	R_{max}
24/35	2400	0.40	6.85×10^{-5} f_{cu}	0.180
36/45	2800	0.38	5.58×10^{-5} f_{cu}	0.173
36/45	3600	0.34	3.88×10^{-5} f_{cu}	0.157
40/60	4000	0.32	3.29×10^{-5} f_{cu}	0.150
45/52	4200	0.30	2.74×10^{-5} f_{cu}	0.142

واستخدام الجدول ٢-٦ مرتبط بتحقيق الشروط الآتية:

١. يجب التأكد من حالات اتزان المنشأ وشروط الاتزان وأنها تحققت بعد إعادة توزيع العزوم.
٢. يجب التأكد من شروط حالات التشكل والتشرخ من أنها تحققت فيها شروط الأمان.
٣. في أي حالة يجب أن يكون مجموع العزوم السالبة والموجبة لنفس البحر يجب ألا يقل عن 1.2 من العزم الأساسي M_o ، كما هو موضح بالشكل ٢-٢٦، حيث M_o هو أقصى عزوم انحناء لنفس البحر إذا كان بسيط الارتكاز. أي أنه مثلاً بالنسبة لبحر بسيط الارتكاز محمل بحمل منتظم التوزيع w فإنه يكون:

$$M_o = \frac{wL^2}{8}$$

$$M_{-ve} + M_{+ve} \geq 1.2M_o$$



الشكل ٢-٢٦: شكل عزوم الانحناء في كمرة مستمرة (شروط إعادة التوزيع)

٢-٣-٤ طرق تصميم القطاعات الخرسانية لمقاومة الانحناء الخالص بطريقة حالة الحدود القصوى المحددة

من الملاحظ أن جميع قطاعات السلالم والكمرات الحاملة لها تتعرض بصفة أساسية لعزوم انحناء خالصة pure bending moment. وإذا وجدت هناك قوة محورية N تكون عادة صغيرة جدًا يمكن إهمالها سواء كانت قوة ضغط أو قوة شد. ولذلك سوف نكتفي في هذا البند من الكتاب بشرح الطرق المختلفة الواردة بالكود المصري رقم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١م – التحديث الثاني، الخاصة بتصميم القطاعات (المستطيلة أو حرف T) تحت تأثير عزوم الانحناء الخالصة التصميم مع أمثلة طبقًا للكود المصري إصدار عام ٢٠٠٤م.

وبناءً على المرجع المذكور عاليه فإن أربعة طرق رئيسية لتصميم القطاع الخرساني المخصص لعزوم انحناء فقط وهي:

- الطريقة الأولى: وتعتمد على المنحنيين ٢-١، ٢-٢ والمعادلتين الآتيتين:

$$A_s = \mu b d$$

$$R_u = \frac{M_u}{b d^2}$$

- الطريقة الثانية: وتعتمد على المنحنى ٢-٣.

$$d = c_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cu}\, b}}$$

وافترض أن $c_1 = 3-4$ للكمرات، $c_1 = 4-5$ للبلاطات.

$$A_s = \frac{M_u}{f_y\,d\,j}$$

۞ الطريقة الثالثة: وتعتمد على المنحنى ٢-٤.

$$d = c_1\sqrt{\frac{M_u}{f_{cu}\,b}}$$

$$R_1 = \frac{M_u}{f_{cu}\,b\,d} = \frac{1}{c^2}$$

۞ الطريقة الرابعة:

$$R_u = \frac{M_u}{b\,d^2}$$

$$A_s = \mu\,b\,d$$

$$\mu = \frac{\nu}{f_y} \longrightarrow \nu = \mu f_y$$

وقد تم إعداد هذه الجداول المساعدة في تصميم القطاعات الخرسانية بناءً على الطرق الآتية:

۞ المنحنيان ٢-١، ٢-٢: تم إعداد هذه المنحنيات عن طريق المعادلة ٤-١أ ونصها كالتالي:

$$R_u = \frac{M_u}{b\,d^2} = \mu\frac{f_y}{1.15}\left(1-0.973\mu\frac{f_y}{f_{cu}}\right)$$

ومنها يتضح أن المعامل R_u يعتمد أساسًا على كل من f_y، f_{cu}، μ. وعند اختيار قيم محددة لكل من f_{cu}، f_y كما هو متبع في التصميم فإنه من الممكن إعداد منحنيات تربط العلاقة بين μ مقابل R_u ومن الممكن استبدال المنحنيات بجداول تربط العلاقة بين μ، R_u.

۞ المنحنى ٢-٣: تم إعداد هذا المنحنى على أساس معادلة الاتزان المعروفة لبنود الإجهاد أو الخرسانة:

$$M_u = (\text{Tor C})\left(d-\frac{a}{2}\right) = A_s\frac{f_y}{\gamma_s}\left(d-\frac{a}{2}\right)$$

٤-١ ولكن تم كتابتها في صياغة أخرى هي كالتالي:

$$d = c_1\sqrt{\frac{M_u}{f_{cu}\,b}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_y\, j d}$$

حيث المعامل j كالآتي:

$$j = \frac{1}{\gamma_s}\left(1 - 0.4\frac{c}{d}\right)$$

والمعامل c_1 قيمته كالتالي:

$$c_1 = d\sqrt{\frac{f_{cu}\,b}{M_u}} = d\sqrt{\frac{f_{cu}\,b}{0.67\frac{f_{cu}}{\gamma_c}a\,b\left(d - \frac{a}{2}\right)}} = \frac{1}{\sqrt{\frac{0.67}{\gamma_c}\frac{a}{b}\left(1 - \frac{a}{2d}\right)}}$$

حيث تصبح قيمة c_1 كالتالي:

$$c_1 = \frac{1}{\sqrt{0.3573\frac{c}{d}\left(1 - 0.4\frac{c}{d}\right)}}$$

وبالتالي يصبح كل من c_1 ، j توابع functions للقيمة c/d حيث $a = 0.8c$ كما هو محدد بالكود المصري رقم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١م. وبعد ذلك تم إعداد المنحنى c الذي يربط العلاقة بين كل من c_1 ، j لقيم متعددة من c/d ، ويمكن افتراض أن $c_1 = 3 \rightarrow 4$ للكمرات، وقيم $c_1 = 4 \rightarrow 5$ للبلاطات.

- المنحنى ٢-٤: في هذه الطريقة تم وضع منحنى واحد يضم كل أنواع رتب الخرسانة المسلحة f_{cu} وكافة أنواع حديد التسليح على أساس التالي:

نفرض أن:

$$R_1 = \frac{M_u}{f_{cu}} = \frac{\omega}{\gamma_s}(1 - 0.973\,\omega)$$

والخريطة C يعطي منحنى واحد لكل من R_1 ، c_1 حيث:

$$c_1 = \frac{1}{\sqrt{R_1}}$$

في مقابل المعامل ω حيث:

$$d = c_1\sqrt{\frac{M_u}{f_{cu}}}$$

$$A_s = \omega\frac{f_{cu}}{f_y}b\,d$$

۞ المنحنى ٢-٥: من المعادلة ٤-١أ* يمكن الحصول على:

$$R_u = \frac{M_u}{bd^2}$$

ويحسب كتابع أو دالة لكل من μ ، f_y ، f_{cu} وذلك لقيم محددة من كل من f_{cu} ، f_y وبالتالي رسم منحنى بين العلاقة $v = f_y \mu$ في مقابل المعامل $R_u = M_u/bd^2$. وطبقًا للكود المصري يجب مراعاة ألا تزيد نسبة حديد التسليح في القطاع الخرساني عن قيمة μ_{max} الموضحة في الجداول التالية.

الجدول ٢-٧

f_y		240	280	360	400
$A_{s_{min}}$	The least of	0.460%bd	0.400%bd	0.310%bd	0.275%bd
		$1.30A_{s_{req}}$	$1.30A_{s_{req}}$	$1.30A_{s_{req}}$	$1.30A_{s_{req}}$
	Not less than	0.250%bd	0.250%bd	0.150%bd	0.150%bd

الجدول ٢-٨: قيم الحد الأقصى $\mu_{max}\%$ لنسب حديد التسليح في القطاع الخرساني f_{cu} N/mm^2

Steel type	20	25	30	35	40
240/350	1712	2.14	2.568	2.996	3.424
280/450	1.40	1.75	2.10	2.45	2.80
360/520	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
400/600	0.862	1.0775	1.293	1.5085	1.724
450/520	0.73	0.9125	1.095	1.2775	1.46

* رقم المعادلة طبقًا للمواصفات المصرية ٢٠٠١م.

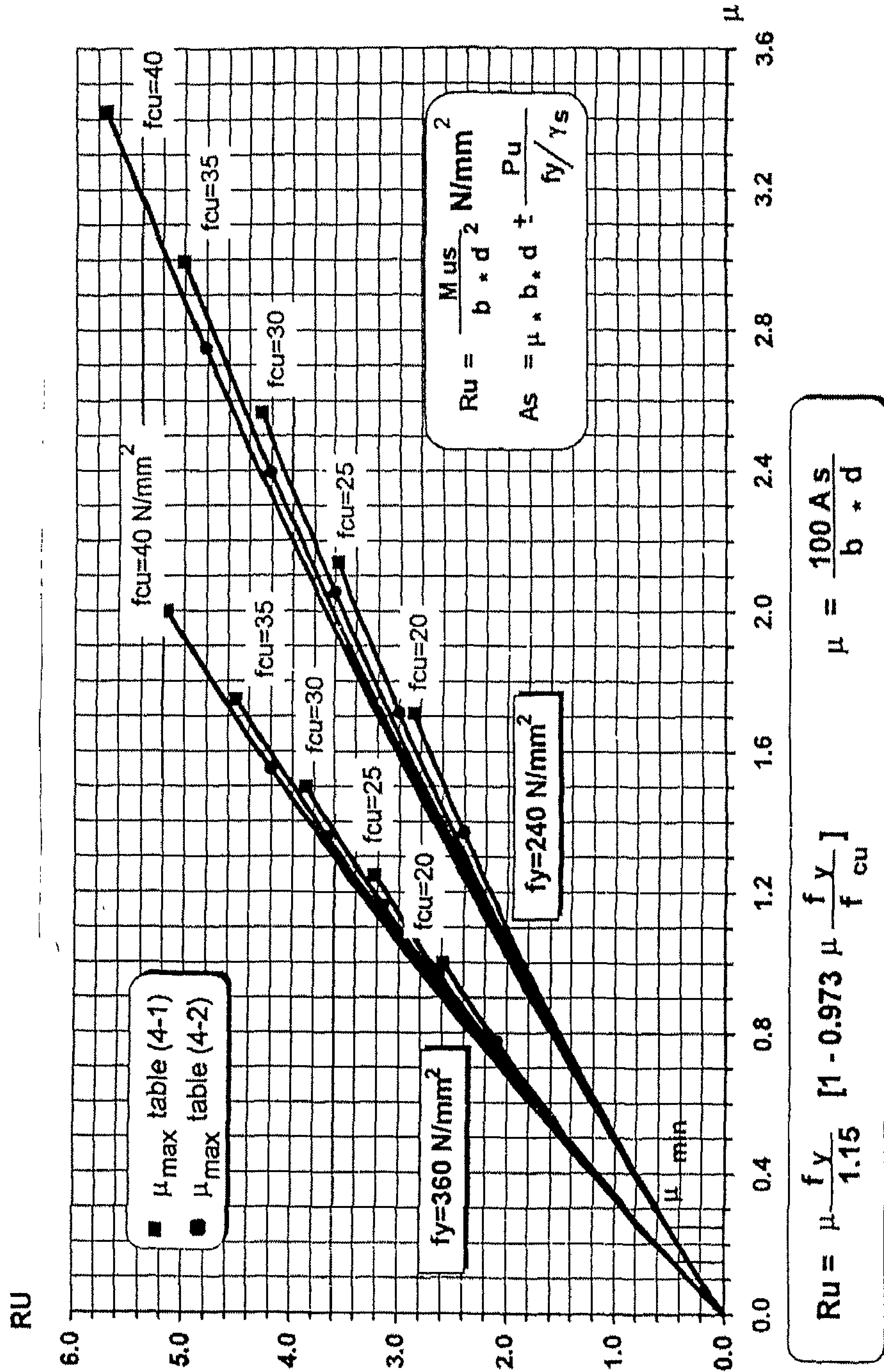
الجدول ٢-٩: قيم الحد الأقصى لنسب حديد التسليح في القطاع الخرساني في حالة إعادة توزيع العزوم (بنسبة لا تزيد عن 10%)

Steel type	20	25	30	35	40
240/350	1.370	17125	2.055	2.3975	2.740
280/450	1.116	1.3950	1.674	1.9530	2.232
360/520	0.776	0.9700	1.164	1.3580	1.552
400/600	0.658	0.8225	0.987	1.1515	1.316
450/520	0.548	0.682	0.822	0.959	1.096

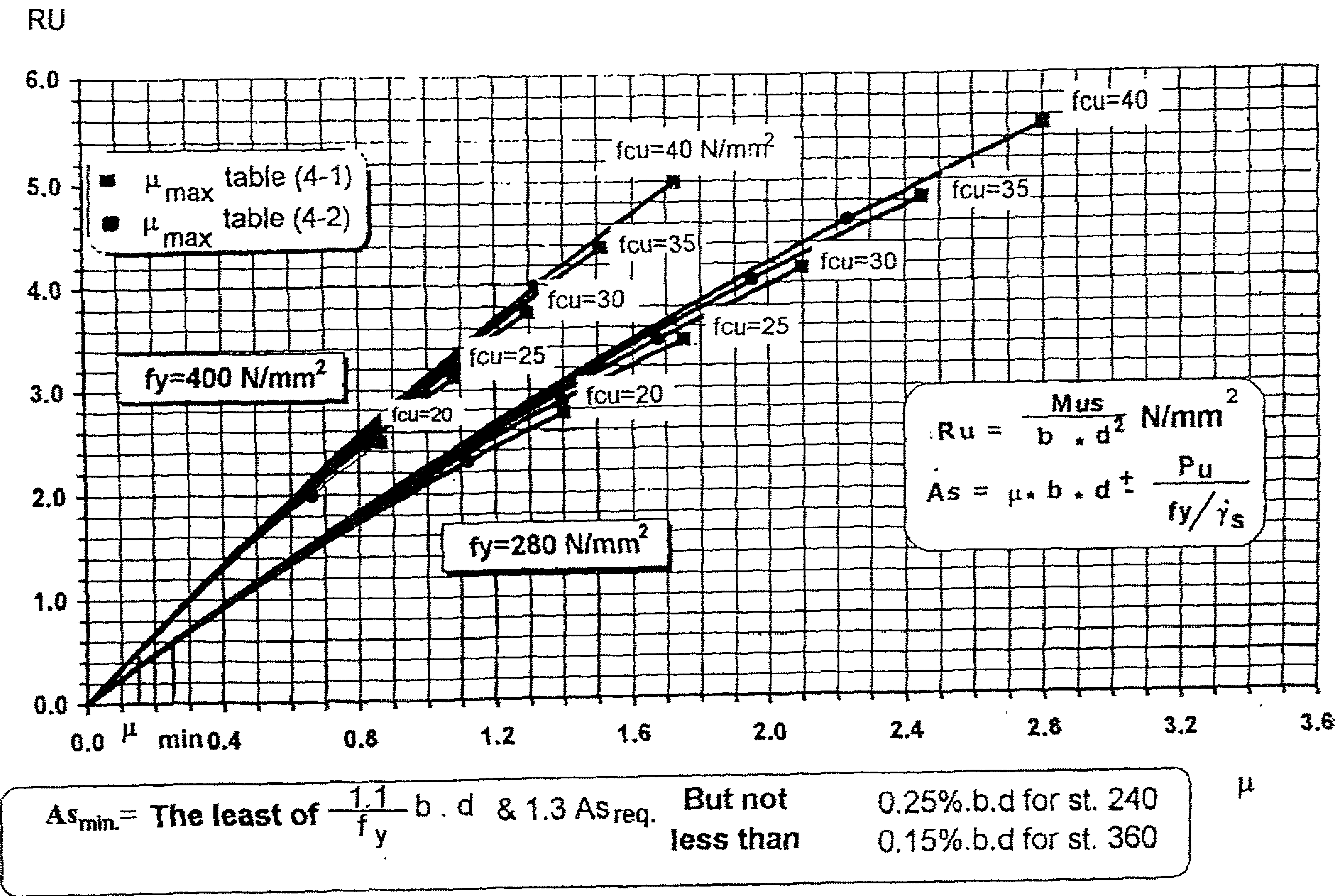
ملاحظات عامة في القطاعات المعرضة لعزوم انحناء بسيطة فقط (نص مساعدات الكود المصري لعام ٢٠٠٣م)

- القيم الدنيا لنسب حديد التسليح في القطاعات الخرسانية المعرضة لعزوم انحناء فقط: أقل نسبة تسليح يجب فحصها بحيث تكون $A_{s_{min}} = 1.3 A_{req.}$ الأقل من $1.1 bd/f_y$ ولكن لا تقل عن $0.25\% bd$ لحديد تسليح 240/350 ، ولا تقل عن $0.15\% bd$ لحديد تسليح 360/520.
- في القطاعات على شكل حرف T يؤخذ العرض d هو عرض عصب القطاع.
- النسبة a/d المستخدمة في حساب M_u يجب أن لا تقل عن 0.10.

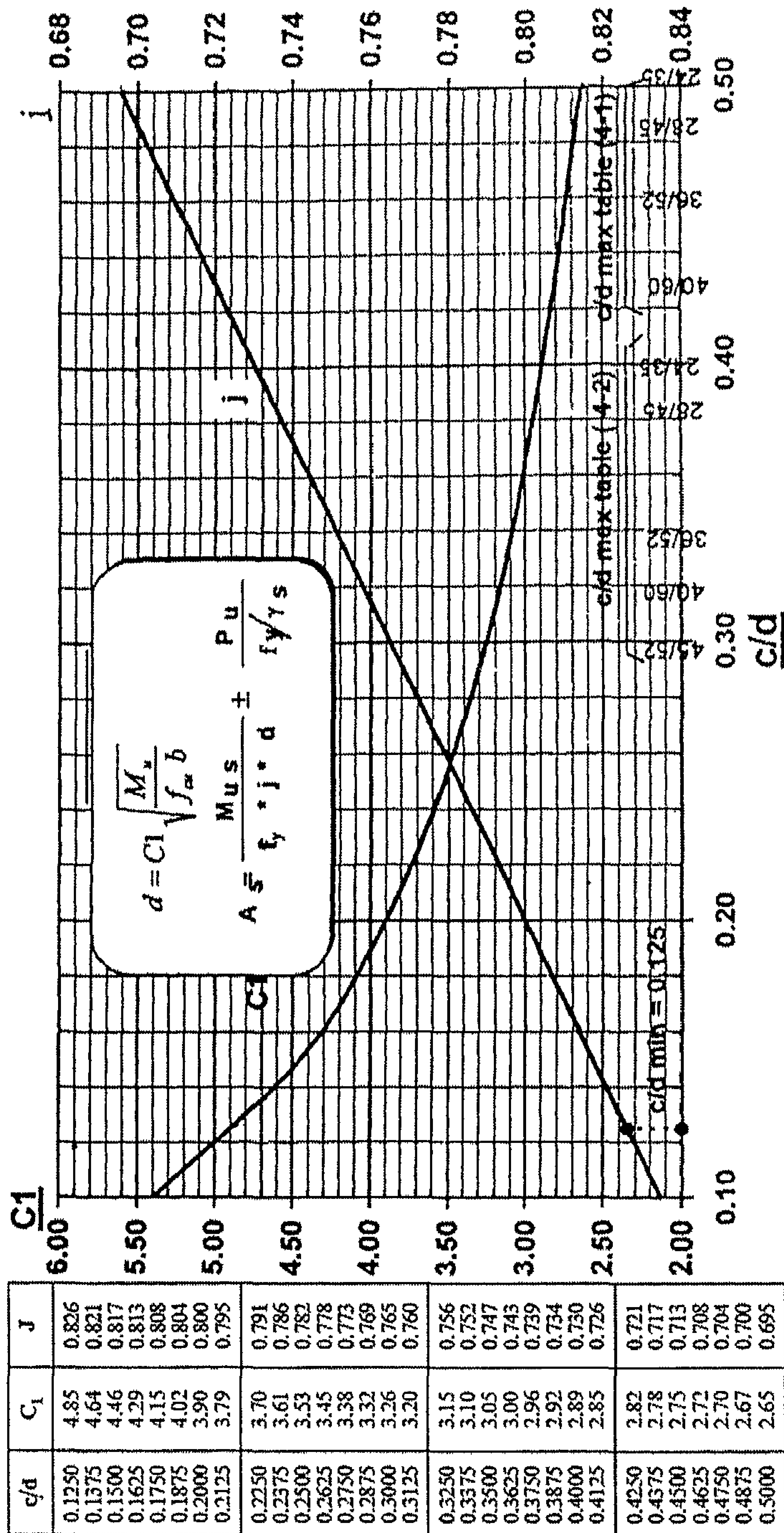
كما يجب مراعاة ألا تقل نسبة حديد التسليح في القطاع الخرساني عن قيمة $A_{s_{min}}$ المعطاة في الكود المصري للخرسانة المسلحة كود رقم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١م – التحديث الثاني، والمعطاة في الجدول ٢-١٠، ٢-١١، ٢-١٢، ٢-١٣.



الشكل ٢-٢٧: مخطط تصميم الحالة القصوى المحددة لقطاع معرض لعزم انحناء وقوة لامركزية (انهيار شد) لحديد تسليح $f_y = 240\ N/mm^2$ ، $f_y = 360\ N/mm^2$

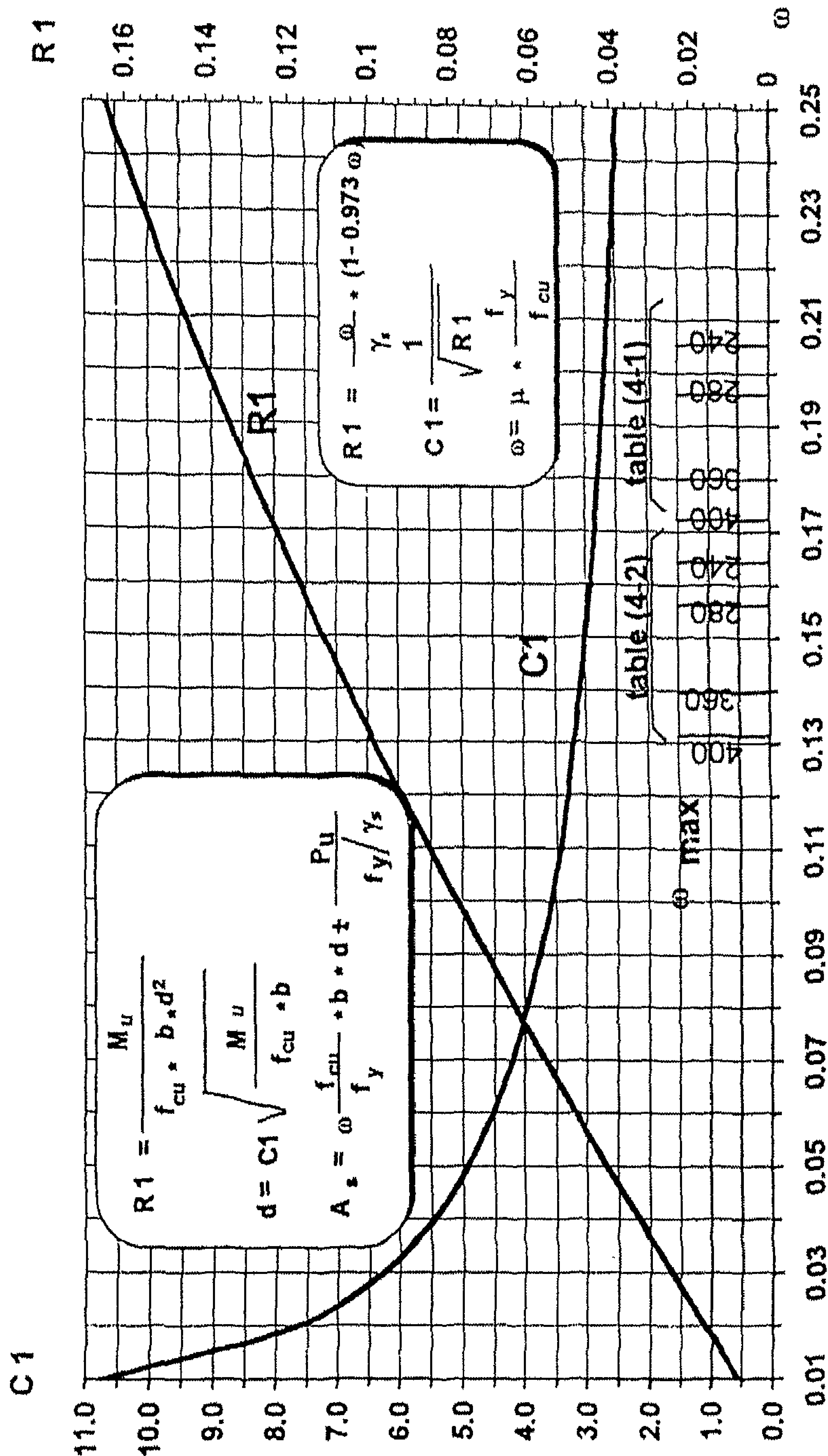


الشكل ٢-٢٨: مخطط تصميم حالة قصوى محدودة لقطاع معرض لعزم انحناء وقوى لامركزية (انهيار شد) لحديد تسليح $f_y = 280\ N/mm^2$ ، $f_y = 400\ N/mm^2$

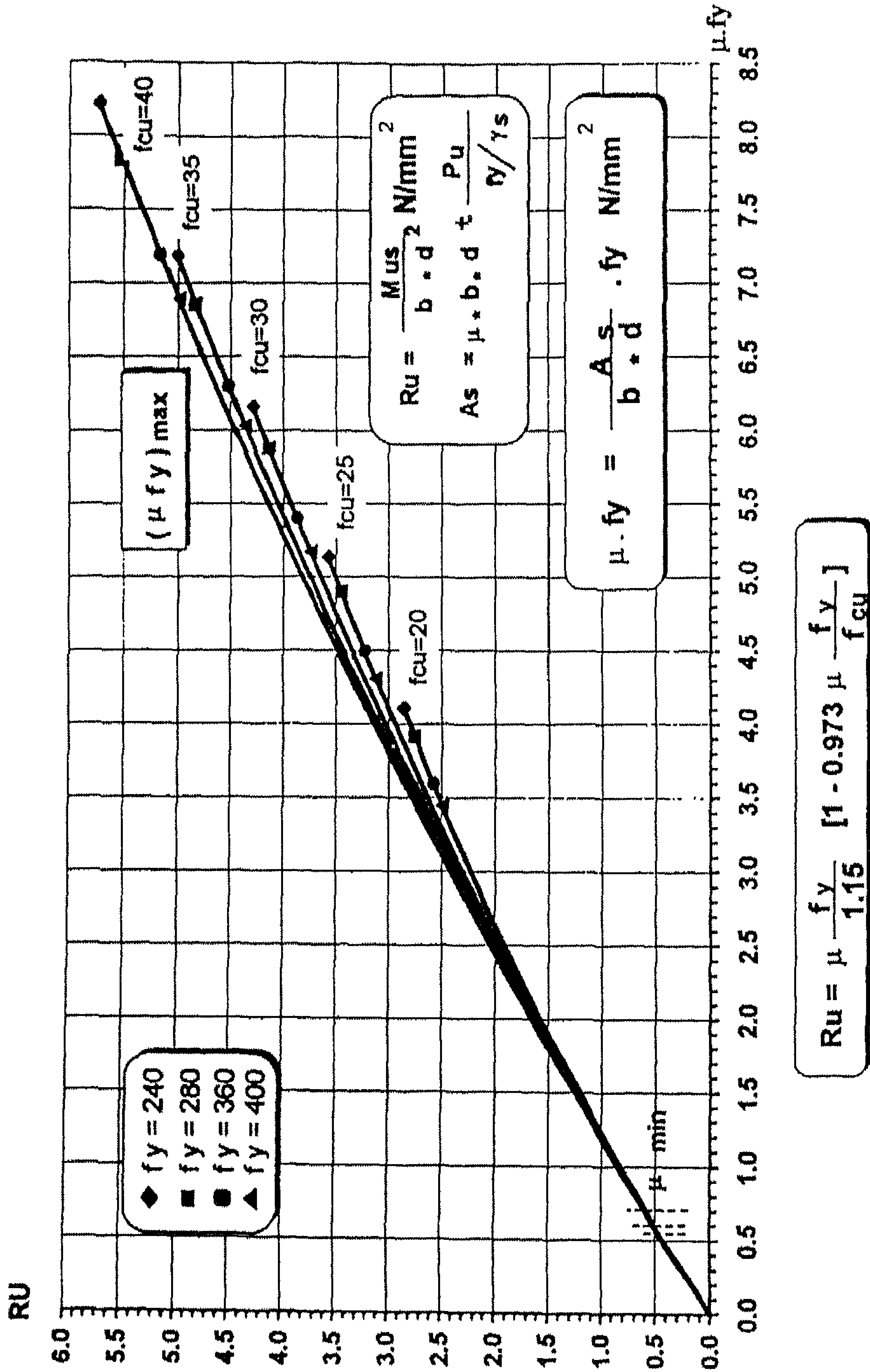


c/d	C_1	J
0.1250	4.85	0.826
0.1375	4.64	0.821
0.1500	4.46	0.817
0.1625	4.29	0.813
0.1750	4.15	0.808
0.1875	4.02	0.804
0.2000	3.90	0.800
0.2125	3.79	0.795
0.2250	3.70	0.791
0.2375	3.61	0.786
0.2500	3.53	0.782
0.2625	3.45	0.778
0.2750	3.38	0.773
0.2875	3.32	0.769
0.3000	3.26	0.765
0.3125	3.20	0.760
0.3250	3.15	0.756
0.3375	3.10	0.752
0.3500	3.05	0.747
0.3625	3.00	0.743
0.3750	2.96	0.739
0.3875	2.92	0.734
0.4000	2.89	0.730
0.4125	2.85	0.726
0.4250	2.82	0.721
0.4375	2.78	0.717
0.4500	2.75	0.713
0.4625	2.72	0.708
0.4750	2.70	0.704
0.4875	2.67	0.700
0.5000	2.65	0.695

الشكل ٢-٢٩: مخطط تصميم حالة قصوى محددة لقطاع معرض لعزم انحناء وقوى لامركزية (انهيار شد) لجميع أنواع حديد التسليح الخرسانة



الشكل ٢-٣٠: مخطط تصميم حالة قصوى حدية لقطاع معرض لعزم انحناء وقوى لامحورية (انهيار شد) لجميع أنواع الخرسانة وحديد والتسليح



الشكل ٢-٣١: مخطط تصميم حالة قصوى حديد لقطاع معرض لعزم انحناء وقوى لامحورية (انهيار شد) لجميع أنواع حديد التسليح

الجدول ٢-١٠: جداول مساعدات التصميم

(μ) Values of (f_y = 240) %

R_u	f_{cu} 40	35	30	25	20
0.506					0.250
0.51				0.250	0.252
0.512			0.250	0.251	0.253
0.513		0.250	0.251	0.252	0.253
0.514	0.250	0.250	0.251	0.252	0.254
0.6	0.292	0.293	0.294	0.296	0.298
0.8	0.392	0.394	0.396	0.398	0.402
1	0.493	0.496	0.499	0.503	0.509
1.2	0.596	0.599	0.603	0.610	0.620
1.4	0.699	0.704	0.710	0.719	0.734
1.6	0.804	0.810	0.819	0.831	0.851
1.8	0.911	0.919	0.930	0.946	0.973
2	1.019	1.029	1.043	1.064	1.009
2.2	1.129	1.141	1.159	1.185	1.231
2.4	1.240	1.255	1.277	1.310	1.369
2.6	1.353	1.371	1.398	1.439	1.513
2.8	1.467	1.490	1.522	1.573	1.666
3	1.584	1.611	1.649	1.711	1.712
3.2	1.703	1.734	1.780	1.855	
3.4	1.823	1.860	1.914	2.004	
3.6	1.946	1.989	2.053		
3.8	2.071	2.121	2.196		
4	2.199	2.256	2.345		
4.2	2.329	2.395	2.498		
4.4	2.462	2.538			
4.6	2.598	2.685			
4.8	2.737	2.837			
5	2.880	2.994			
5.2	3.026				
5.4	3.177				
5.6	3.331				

(μ) Values of (f_y = 360) %

R_u	f_{cu} 40	35	30	25	20
0.456					0.168
0.46			0.150	0.150	0.168
0.464	0.150	0.150	0.151	0.151	0.169
0.5	0.162	0.162	0.163	0.163	0.169
0.6	0.195	0.195	0.196	0.197	0.199
0.8	0.262	0.262	0.264	0.265	0.268
1	0.329	0.330	0.332	0.335	0.340
1.2	0.397	0.399	0.402	0.406	0.413
1.4	0.466	0.469	0.473	0.479	0.489
1.6	0.536	0.540	0.546	0.554	0.568
1.8	0.607	0.613	0.620	0.631	0.649
2	0.679	0.686	0.695	0.709	0.733
2.1	0.716	0.723	0.734	0.750	0.821
2.2	0.752	0.761	0.772	0.790	0.912
2.4	0.826	0.837	0.851	0.874	0.913
2.6	0.902	0.914	0.932	0.960	
2.8	0.978	0.993	1.015	1.048	
3	1.056	1.074	1.099	1.141	
3.2	1.135	1.156	1.187	1.236	
3.4	1.215	1.240	1.276		
3.6	1.297	1.326	1.369		
3.8	1.381	1.414	1.464		
4	1.466	1.504			
4.2	1.553	1.597			
4.4	1.642	1.692			
4.6	1.732				
4.8	1.825				
5	1.920				

Assume b & d

$$R_u = \frac{M_u}{b d^2} \, N/mm^2$$

From table find (μ) value

$$A_s = \frac{\mu}{100} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{min}} = \text{The least of } \frac{1.1}{f_y} b \cdot d \ \& \ 1.3 A_{s_{req}} \text{ But not less than } \begin{cases} 0.25\% bd \text{ for st. } 240 \\ 0.15\% bd \text{ for st. } 360 \end{cases}$$

الجدول ٢-١١: جداول مساعدات التصميم

(μ) Values of (f_y = 280) %					
R_u	f_{cu}				
	40	35	30	25	20
0.587					0.25
0.591				0.250	0.251
0.595			0.250	0.251	0.253
0.598		0.250	0.251	0.253	0.254
0.6	0.251	0.251	0.252	0.253	0.255
0.8	0.336	0.337	0.339	0.341	0.345
1	0.423	0.425	0.427	0.431	0.437
1.2	0.511	0.513	0.517	0.523	0.531
1.4	0.599	0.603	0.609	0.616	0.629
1.6	0.690	0.695	0.702	0.712	0.730
1.8	0.781	0.788	0.797	0.811	0.834
2	0.873	0.882	0.894	0.912	0.942
2.2	0.967	0.978	0.993	1.016	1.055
2.304	1.017	1.029	1.046	1.071	1.116
2.4	1.063	1.076	1.095	1.123	1.173
2.6	1.159	1.175	1.198	1.234	1.297
2.759	1.237	1.256	1.283	1.324	1.372
2.8	1.258	1.277	1.305	1.348	1.400
2.88	1.298	1.318	1.348	1.395	
3	1.358	1.380	1.414	1.467	
3.2	1.459	1.486	1.526	1.590	
3.4	1.563	1.594	1.641	1.718	
3.449	1.588	1.621	1.670	1.750	
3.456	1.592	1.625	1.674		
3.6	1.668	1.705	1.760		
3.8	1.775	1.818	1.883		
4	1.885	1.934	2.010		
4.033	1.903	1.953	2.031		
4.138	1.962	2.016	2.100		
4.2	1.996	2.053			
4.4	2.111	2.176			
4.6	2.227	2.302			
4.609	2.232	2.307			
4.8	2.346	2.432			
4.828	2.363	2.450			
5	2.469				
5.2	2.594				
5.4	2.723				
5.518	2.800				

(μ) Values of (f_y = 400) %					
R_u	f_{cu}				
	40	35	30	25	20
0.505					0.150
0.51			0.150	0.150	0.150
0.514	0.150	0.150	0.151	0.151	0.152
0.55	0.161	0.161	0.162	0.162	0.175
0.6	0.175	0.176	0.177	0.177	0.179
0.8	0.235	0.236	0.237	0.239	0.241
1	0.296	0.297	0.299	0.302	0.306
1.2	0.357	0.359	0.362	0.366	0.372
1.4	0.420	0.422	0.426	0.431	0.440
1.6	0.483	0.486	0.491	0.499	0.511
1.8	0.547	0.551	0.558	0.568	0.584
1.995	0.610	0.616	0.624	0.637	0.655
2	0.611	0.617	0.626	0.638	0.660
2.2	0.677	0.685	0.695	0.711	0.739
2.4	0.744	0.753	0.766	0.786	0.821
2.495	0.776	0.786	0.800	0.823	0.861
2.6	0.812	0.823	0.839	0.864	
2.8	0.880	0.894	0.913	0.944	
2.994	0.948	0.964	0.987	1.024	
3	0.950	0.966	0.990	1.027	
3.119	0.993	1.010	1.036	1.077	
3.2	1.022	1.040	1.068		
3.4	1.094	1.116	1.149		
3.49	1.127	1.151	1.186		
3.6	1.168	1.193	1.232		
3.744	1.222	1.250	1.293		
3.8	1.243	1.273			
3.99	1.316	1.350			
4	1.319	1.354			
4.2	1.398	1.437			
4.365	1.463	1.508			
4.4	1.477				
4.6	1.559				
4.8	1.642				
4.99	1.724				

Assume b & d

$$R_u = \frac{M_u}{b d^2} N/mm^2$$

From table find (μ) value

$$A_s = \frac{\mu}{100} \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{min}} = \text{The least of } \frac{1.1}{f_y} b \cdot d \ \& \ 1.3 A_{s_{req.}} \ \text{But not less than} \begin{cases} 0.25\% bd \text{ for st. } 280 \\ 0.15\% bd \text{ for st. } 400 \end{cases}$$

الجدول ٢-١٢: جداول مساعدات التصميم (f_y = 240 MPa and f_y = 360 MPa)

R_u	μ(%)				
	f_{cu} (MPa)				
	40	35	30	25	20
0.1	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048
0.2	0.096	0.096	0.097	0.097	0.097
0.3	0.145	0.145	0.145	0.146	0.146
0.4	0.194	0.194	0.195	0.195	0.196
0.5	0.243	0.244	0.244	0.245	0.247
0.6	0.292	0.293	0.294	0.296	0.298
0.7	0.342	0.343	0.345	0.347	0.350
0.8	0.392	0.394	0.396	0.398	0.402
0.9	0.443	0.444	0.447	0.450	0.455
1	0.493	0.496	0.499	0.503	0.509
1.1	0.544	0.547	0.551	0.556	0.564
1.2	0.596	0.599	0.603	0.610	0.620
1.3	0.647	0.651	0.656	0.664	0.676
1.4	0.699	0.704	0.710	0.719	0.734
1.5	0.752	0.757	0.764	0.775	0.792
1.6	0.804	0.811	0.819	0.831	0.851
1.7	0.858	0.864	0.874	0.888	0.912
1.8	0.911	0.919	0.930	0.946	0.973
1.9	0.965	0.974	0.986	1.005	1.036
2	1.019	1.029	1.043	1.064	1.100
2.1	1.074	1.085	1.101	1.124	1.165
2.2	1.129	1.141	1.159	1.185	1.231
2.3	1.184	1.198	1.218	1.248	1.299
2.4	1.240	1.255	1.277	1.310	1.369
2.5	1.296	1.313	1.337	1.374	1.440
2.6	1.353	1.371	1.398	1.439	1.513
2.7	1.410	1.430	1.460	1.506	1.588
2.8	1.467	1.490	1.522	1.573	1.666
2.9	1.525	1.550	1.585	1.641	1.745
3	1.584	1.611	1.649	1.711	1.828
3.1	1.643	1.672	1.714	1.782	1.913
3.2	1.703	1.734	1.780	1.855	2.001
3.3	1.763	1.797	1.847	1.929	2.093
3.4	1.823	1.860	1.915	2.005	2.189
3.5	1.884	1.924	1.983	2.082	2.289
3.6	1.946	1.989	2.053	2.162	2.395
3.7	2.009	2.055	2.124	2.243	2.507
3.8	2.071	2.121	2.197	2.327	2.627
3.9	2.135	2.188	2.270	2.413	2.756
4	2.199	2.257	2.345	2.501	2.897
4.1	2.264	2.326	2.421	2.593	3.054
4.2	2.329	2.396	2.499	2.687	3.235
4.3	2.396	2.466	2.578	2.785	3.454
4.4	2.462	2.538	2.659	2.887	3.758
4.5	2.530	2.611	2.742	2.994	
4.6	2.599	2.686	2.826	3.105	
4.7	2.668	2.761	2.913	3.222	
4.8	2.738	2.837	3.002	3.347	
4.9	2.809	2.915	3.093	3.479	
5	2.880	2.994	3.187	3.621	
5.1	2.953	3.075	3.283	3.776	
5.2	3.027	3.157	3.383	3.949	
5.3	3.101	3.240	3.486	4.145	
5.4	3.177	3.326	3.593	4.381	
5.5	3.254	3.413	3.703	4.697	
5.6	3.332	3.502	3.819		
5.7	3.411	3.593	3.940		

R_u	μ(%)				
	f_{cu} (MPa)				
	40	35	30	25	20
0.1	0.032	0.032	0.032	0.032	0.032
0.2	0.064	0.064	0.064	0.064	0.065
0.3	0.097	0.097	0.097	0.097	0.097
0.4	0.129	0.129	0.130	0.130	0.131
0.5	0.162	0.162	0.163	0.163	0.164
0.6	0.195	0.195	0.196	0.197	0.199
0.7	0.228	0.229	0.230	0.231	0.233
0.8	0.262	0.262	0.264	0.265	0.268
0.9	0.295	0.296	0.298	0.300	0.304
1	0.329	0.330	0.332	0.335	0.340
1.1	0.363	0.365	0.367	0.371	0.376
1.2	0.397	0.399	0.402	0.406	0.413
1.3	0.432	0.434	0.438	0.443	0.451
1.4	0.466	0.469	0.473	0.479	0.489
1.5	0.501	0.505	0.509	0.517	0.528
1.6	0.536	0.540	0.546	0.554	0.568
1.7	0.572	0.576	0.583	0.592	0.608
1.8	0.607	0.613	0.620	0.631	0.649
1.9	0.643	0.649	0.657	0.670	0.690
2	0.679	0.686	0.695	0.709	0.733
2.1	0.716	0.723	0.734	0.750	0.776
2.2	0.752	0.761	0.772	0.790	0.821
2.3	0.789	0.799	0.812	0.832	0.866
2.4	0.827	0.837	0.851	0.874	0.913
2.5	0.864	0.875	0.891	0.916	0.960
2.6	0.902	0.914	0.932	0.960	1.009
2.7	0.940	0.954	0.973	1.004	1.588
2.8	0.978	0.993	1.015	1.049	1.666
2.9	1.017	1.033	1.057	1.094	1.745
3	1.056	1.074	1.100	1.141	1.828
3.1	1.095	1.115	1.143	1.188	1.913
3.2	1.135	1.156	1.187	1.237	2.001
3.3	1.175	1.198	1.231	1.929	2.093
3.4	1.216	1.240	1.276	2.005	2.189
3.5	1.256	1.283	1.322	2.082	2.289
3.6	1.297	1.326	1.369	2.162	2.395
3.7	1.339	1.370	1.416	2.243	2.507
3.8	1.381	1.414	1.464	2.327	2.627
3.9	1.423	1.459	1.513	2.413	2.756
4	1.466	1.504	2.345	2.501	2.897
4.1	1.509	1.550	2.421	2.593	3.054
4.2	1.553	1.597	2.499	2.687	3.235
4.3	1.597	1.644	2.578	2.785	3.454
4.4	1.642	1.692	2.659	2.887	3.758
4.5	1.687	1.741	2.742	2.994	
4.6	1.732	2.686	2.826	3.105	
4.7	1.778	2.761	2.913	3.222	
4.8	1.825	2.837	3.002	3.347	
4.9	1.872	2.915	3.093	3.479	
5	1.920	2.994	3.187	3.621	
5.1	1.969	3.075	3.283	3.776	
5.2	2.018	3.157	3.383	3.949	
5.3	3.101	3.240	3.486	4.145	
5.4	3.177	3.326	3.593	4.381	
5.5	3.254	3.413	3.703	4.697	
5.6	3.332	3.502	3.819		
5.7	3.411	3.593	3.940		

الجدول ٢-١٣: جداول مساعدات التصميم (f_y = 280 MPa and f_y = 400 MPa)

R_u	μ(%) f_{cu} (MPa) 40	35	30	25	20
0.1	0.041	0.041	0.041	0.041	0.041
0.2	0.083	0.083	0.083	0.083	0.083
0.3	0.124	0.124	0.125	0.125	0.125
0.4	0.166	0.166	0.167	0.167	0.168
0.5	0.208	0.209	0.209	0.210	0.211
0.6	0.251	0.251	0.252	0.253	0.255
0.7	0.293	0.294	0.295	0.297	0.300
0.8	0.336	0.337	0.339	0.341	0.345
0.9	0.379	0.381	0.383	0.386	0.390
1	0.423	0.425	0.427	0.431	0.437
1.1	0.467	0.469	0.472	0.477	0.484
1.2	0.511	0.513	0.517	0.523	0.531
1.3	0.555	0.558	0.563	0.569	0.580
1.4	0.599	0.603	0.609	0.616	0.629
1.5	0.644	0.649	0.655	0.664	0.679
1.6	0.690	0.695	0.702	0.712	0.730
1.7	0.735	0.741	0.749	0.761	0.781
1.8	0.781	0.788	0.797	0.811	0.834
1.9	0.827	0.835	0.845	0.861	0.888
2	0.873	0.882	0.894	0.912	0.942
2.1	0.920	0.930	0.943	0.964	0.998
2.2	0.967	0.978	0.993	1.016	1.055
2.3	1.015	1.027	1.044	1.069	1.114
2.4	1.063	1.076	1.095	1.123	1.173
2.5	1.111	1.125	1.146	1.178	1.234
2.6	1.159	1.175	1.198	1.234	1.297
2.7	1.208	1.226	1.251	1.290	1.362
2.8	1.258	1.277	1.305	1.348	1.428
2.9	1.308	1.329	1.359	1.407	1.496
3	1.358	1.381	1.414	1.467	1.567
3.1	1.408	1.433	1.469	1.528	1.640
3.2	1.459	1.486	1.526	1.590	1.715
3.3	1.511	1.540	1.583	1.653	1.794
3.4	1.563	1.594	1.641	1.718	1.876
3.5	1.615	1.649	1.700	1.785	1.962
3.6	1.668	1.705	1.760	1.853	2.053
3.7	1.722	1.761	1.821	1.923	2.149
3.8	1.776	1.818	1.883	1.994	2.252
3.9	1.830	1.876	1.946	2.068	2.362
4	1.885	1.934	2.010	2.144	2.483
4.1	1.941	1.993	2.075	2.222	2.618
4.2	1.997	2.053	2.142	2.303	2.773
4.3	2.053	2.114	2.210	2.388	2.960
4.4	2.111	2.176	2.279	2.475	3.221
4.5	2.169	2.238	2.350	2.566	
4.6	2.227	2.302	2.422	2.662	
4.7	2.287	2.366	2.497	2.762	
4.8	2.347	2.432	2.573	2.868	
4.9	2.407	2.499	2.651	2.982	
5	2.469	2.567	2.731	3.104	
5.1	2.531	2.636	2.814	3.237	
5.2	2.594	2.706	2.900	3.385	
5.3	2.658	2.778	2.988	3.553	
5.4	2.723	2.851	3.079	3.755	
5.5	2.789	2.925	3.174	4.026	
5.6	2.856	3.002	3.274		
5.7	2.923	3.080	3.377		

R_u	μ(%) f_{cu} (MPa) 40	35	30	25	20
0.1	0.029	0.029	0.029	0.029	0.029
0.2	0.058	0.058	0.058	0.058	0.058
0.3	0.087	0.087	0.087	0.087	0.088
0.4	0.116	0.117	0.117	0.117	0.118
0.5	0.146	0.146	0.147	0.147	0.148
0.6	0.175	0.176	0.177	0.177	0.179
0.7	0.205	0.206	0.207	0.208	0.210
0.8	0.235	0.236	0.237	0.239	0.241
0.9	0.266	0.267	0.268	0.270	0.273
1	0.296	0.297	0.299	0.302	0.306
1.1	0.327	0.328	0.330	0.334	0.339
1.2	0.357	0.359	0.362	0.366	0.372
1.3	0.388	0.391	0.394	0.398	0.406
1.4	0.420	0.422	0.426	0.431	0.440
1.5	0.451	0.454	0.459	0.465	0.475
1.6	0.483	0.486	0.491	0.499	0.511
1.7	0.515	0.519	0.524	0.533	0.547
1.8	0.547	0.551	0.558	0.568	0.584
1.9	0.579	0.584	0.592	0.603	0.621
2	0.611	0.617	0.626	0.638	0.660
2.1	0.644	0.651	0.660	0.675	0.699
2.2	0.677	0.685	0.695	0.711	0.739
2.3	0.710	0.719	0.731	0.749	0.780
2.4	0.744	0.753	0.766	0.786	0.821
2.5	0.778	0.788	0.802	0.825	0.864
2.6	0.812	0.823	0.839	0.864	0.908
2.7	0.846	0.858	0.876	0.903	1.362
2.8	0.880	0.894	0.913	0.944	1.428
2.9	0.915	0.930	0.951	0.985	1.496
3	0.950	0.966	0.990	1.027	1.567
3.1	0.986	1.003	1.029	1.069	1.640
3.2	1.022	1.040	1.068	1.113	1.715
3.3	1.058	1.078	1.108	1.653	1.794
3.4	1.094	1.116	1.149	1.718	1.876
3.5	1.131	1.155	1.190	1.785	1.962
3.6	1.168	1.193	1.232	1.853	2.053
3.7	1.205	1.233	1.275	1.923	2.149
3.8	1.243	1.273	1.318	1.994	2.252
3.9	1.281	1.313	1.362	2.068	2.362
4	1.319	1.354	2.010	2.144	2.483
4.1	1.358	1.395	2.075	2.222	2.618
4.2	1.398	1.437	2.142	2.303	2.773
4.3	1.437	1.480	2.210	2.388	2.960
4.4	1.477	1.523	2.279	2.475	3.221
4.5	1.518	1.567	2.350	2.566	
4.6	1.559	2.302	2.422	2.662	
4.7	1.601	2.366	2.497	2.762	
4.8	1.643	2.432	2.573	2.868	
4.9	1.685	2.499	2.651	2.982	
5	1.728	2.567	2.731	3.104	
5.1	1.772	2.636	2.814	3.237	
5.2	1.816	2.706	2.900	3.385	
5.3	2.658	2.778	2.988	3.553	
5.4	2.723	2.851	3.079	3.755	
5.5	2.789	2.925	3.174	4.026	
5.6	2.856	3.002	3.274		
5.7	2.923	3.080	3.377		

مثال ٢-١: مطلوب تصميم قطاع خرساني لمقاومة عزم أقصى قيمته ٢٠٠ كجم.متر = ٢٠ طن.متر، حيث عرض الكمرة $b = 25$ cm ، والإجهاد المميز لكسر مكعبات الخرسانة المسلحة بعد ٢٨ يومًا = ٢٥٠ كجم/سم^2 = ٢٥ ن/مم^2، وإجهاد خضوع حديد التسليح (إجهاد الضمان) = ٣٦٠٠ كجم/سم^2 حديد الصلب عالي المقاومة 36/52.

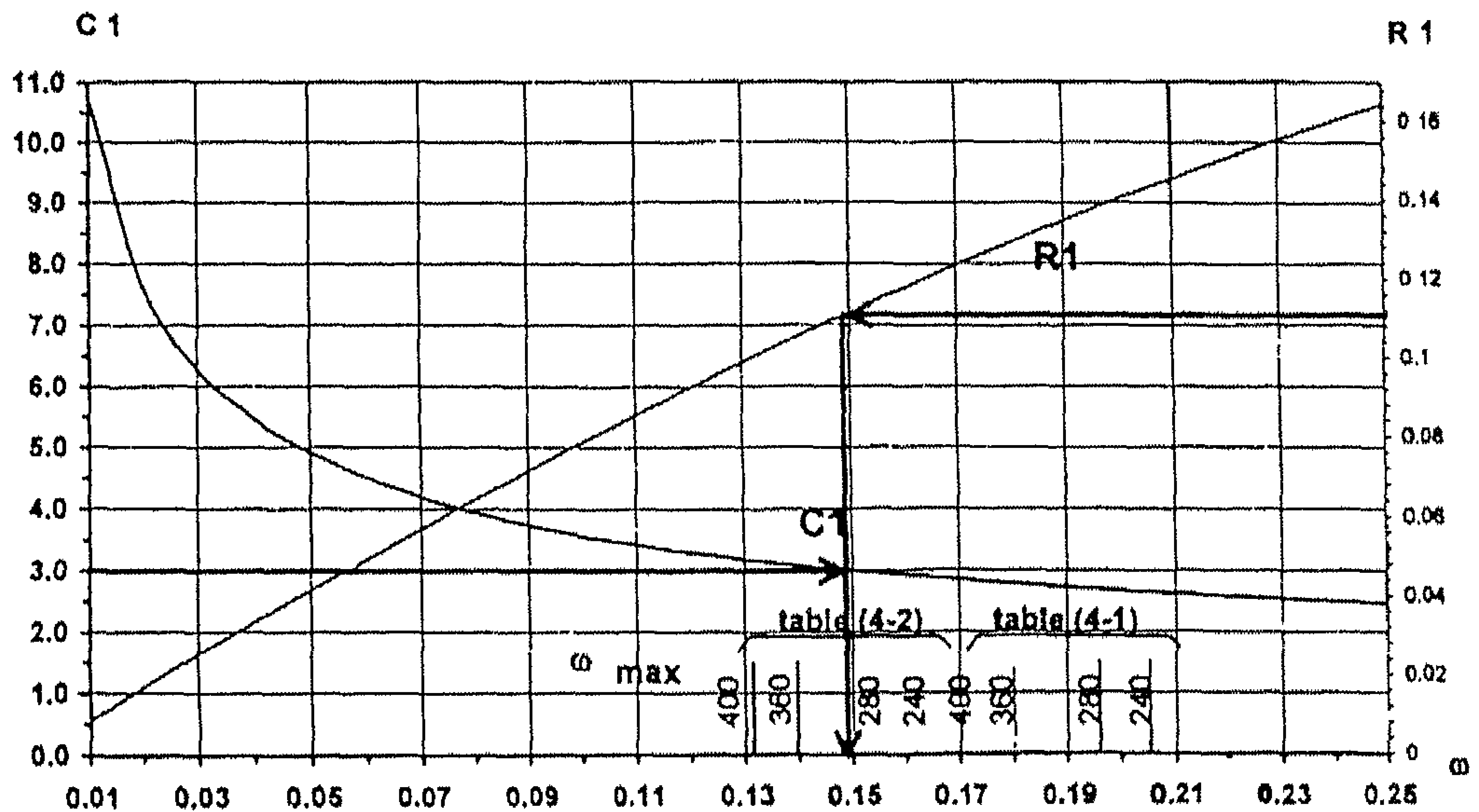
الحل

افترض أن $c_1 = 3$ للكمرات.

$$d = c_1\sqrt{\frac{M_u}{f_{cu}\,b}}$$

$$d = 3\sqrt{\frac{200\times10^6}{25\times250}} = 540 \text{ mm}$$

$$R_1 = \frac{M_u}{f_{cu}\,b\,d^2} = \frac{200\times10^5}{25\times250\times540^2} = 0.11$$



الشكل ٢-٣٢

من المنحنى ٢-٤ نستخدم قيمة R_1 نجد أن $\omega = 0.15$.

$$\omega = \mu\frac{f_y}{f_{cu}} = \mu\frac{360}{25} = 14.4 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{0.15}{14.4} = 0.0104 = \frac{A_s}{bd} = \frac{A_s}{250 \times 540}$$

$$A_s = 1404\ mm^2 = 1404\ cm^2$$ 3ϕ25

مثال ٢-٢: المطلوب تصميم قطاع خرساني لمقاومة عزوم انحناء = ٣ م.طن، مع العلم بأن عرض البلاطة = ١٠٠ سم، والإجهاد المميز لكسر مكعبات الخرسانة المسلحة القياسية = ٢٥٠ كجم/سم^٢، والحديد المستخدم صلب عالي المقاومة 36/52 بإجهاد خضوع $f_y = 3600\ kg/cm^2$.

الحل

نفترض أن $c_1 = 4$ للبلاطات:

$$d = c_1 \sqrt{\frac{M_u}{f_{cu}}} = 4\sqrt{\frac{3 \times 10^5}{250 \times 100}} = 13.8\ m \cong 14\ cm$$

من المنحنى ٢-٣ نحصل على قيمة $j = 0.804$:

$$A_s = \frac{M_u}{j f_y d} = \frac{3 \times 10^5}{0.804 \times 3600 \times 14} = 7.4\ cm^2$$ 7ϕ12/m

وفي الصفحات التالية سنستعرض معًا بنود الكود المصري الجديد لعام ٢٠٠١م – كود رقم ٢٠٣ – التحديث الثاني، وذلك فيما يخص بنود مقاومة عزوم الالتواء torsion التي قد تتعرض لها الكمرات الخرسانية الحاملة لبعض أنواع السلالم الكابولية التي ليس لها امتداد داخل المبنى وبعض البلاطات، وهذه البنود هي كالتالي:

٤/٢/٣ حالة حد المقاومة القصوى في اللي

٤/٢/٣/١ القطاعات الحرجة لعزوم اللي

لحساب إجهادات القص القصوى الناتجة عن عزوم اللي القصوى تؤخذ القطاعات الحرجة عند أكبر عزم لي؛ وفي حالة ما إذا كان أكبر عزم لي عند الدعامة فيمكن اعتبار أن القطاع الحرج لعزوم اللي على مسافة $d/2$ من وجه الركيزة.

٤/٢/٣/٢ إجهادات القص الاعتبارية القصوى الناتجة عن عزوم لي

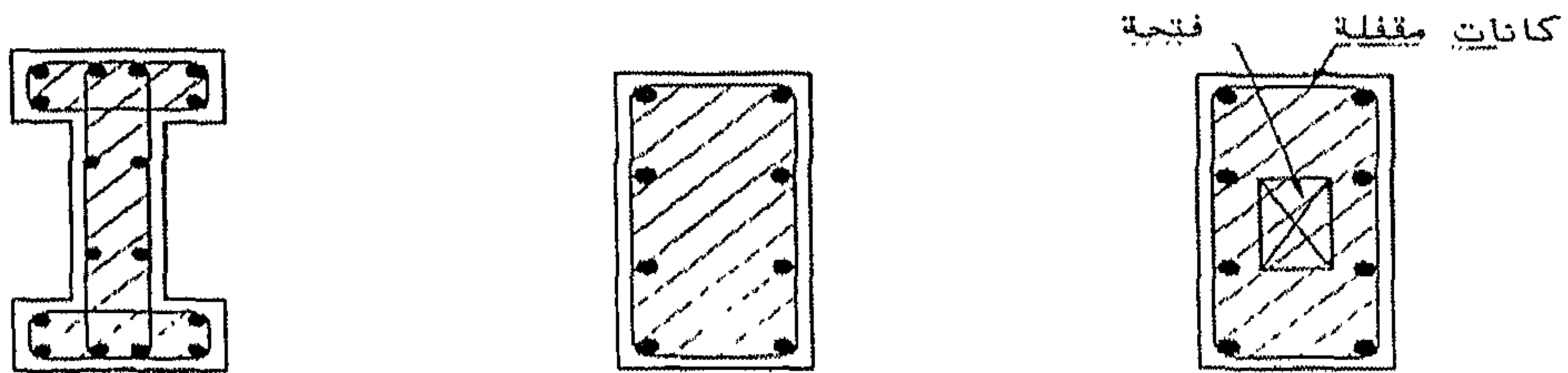
أ) تؤخذ قيمة إجهادات القص الاعتبارية لقطاع مصمت من الخرسانة المسلحة نتيجة عزم لي من العلاقة التالية:

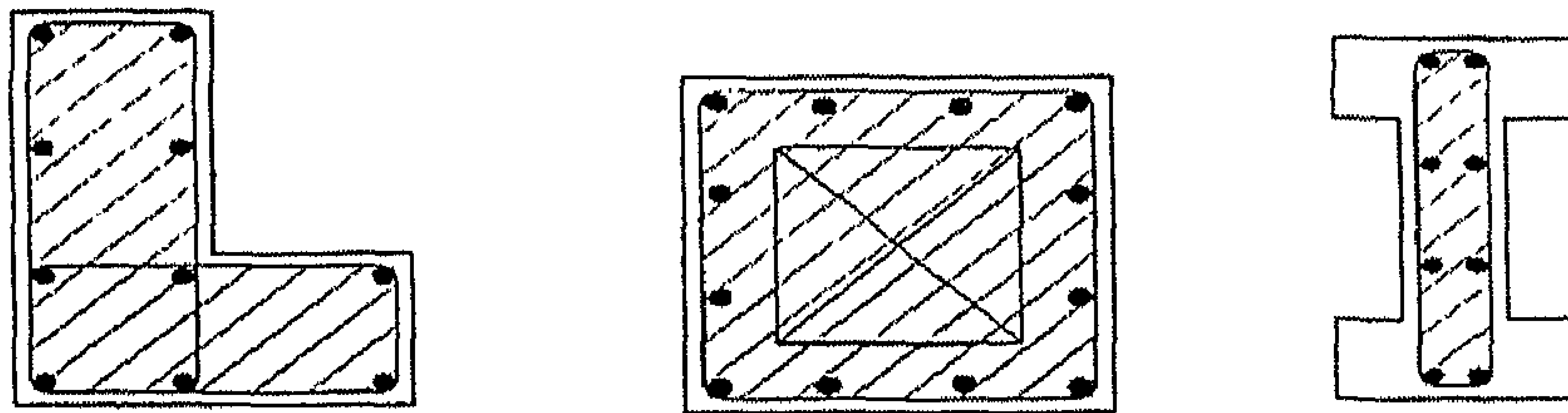
$$q_{tu} = \frac{M_{tu}}{2A_o t_e} \qquad (٤-٤٧)$$

حيث A_o = المساحة المحصورة داخل مسار قص اللي لوحدة الطول بالقطاع.

t_e = سمك الحائط للقطاع الصندوقي المكافئ للقطاع الأصلي المصمت.

وفي حالة عدم توافر طرق دقيقة لحساب A_o فإنه يمكن أخذ A_o تساوي $0.85A_{oh}$ حيث A_{oh} هي المساحة المحصورة داخل محور صلب التسليح العرضي الخارجي المستخدم لمقاومة عزوم اللي وتؤخذ $t_e = A/P_h$ حيث P_h هو طول محيط محور صلب التسليح العرضي الخارجي المستخدم لمقاومة عزوم اللي (الشكل ٤-١١أ).





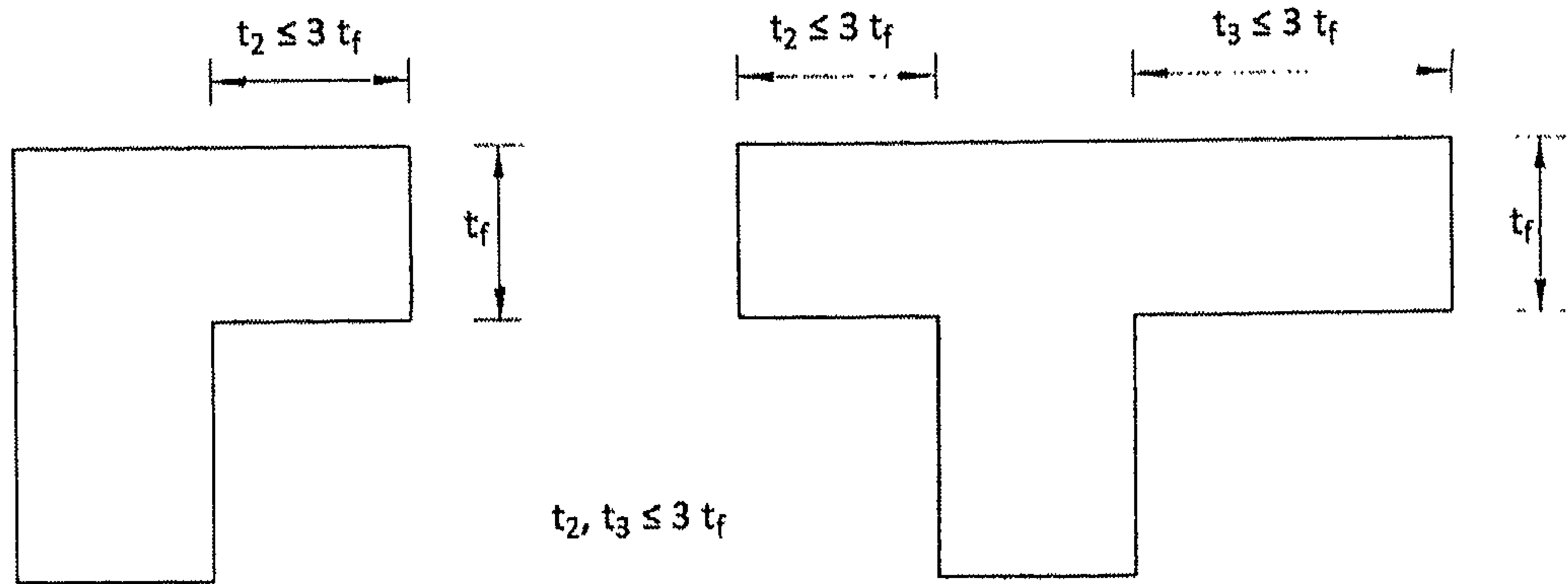
الشكل ٤-١١أ: تعريف A_{oh}

ب) يمكن حساب قيمة إجهادات القص الاعتبارية القصوى لقطاع على شكل حرف T أو L بإهمال الجزء الفعال من البلاطة، ومعاملة القطاع كقطاع مستطيل.

ج) في حالة أخذ تأثير الجزء الفعال من البلاطة في الاعتبار عند حساب إجهادات القص الاعتبارية لقطاع على شكل حرف T أو L فإنه يجب اتباع ما يلي:

ألا يزيد العرض الفعال من البلاطة مقاسًا من خارج جذع الكمرة على ثلاث مرات سمك البلاطة كما بالشكل ٤-١١ب.

يجب أن تزود البلاطة بتسليح جذعي في منطقة العرض الفعال للتأكد من فاعليتها في مقاومة اللي.



الشكل ٤-١١ب: العرض الفعال للبلاطة

د) القطاع الصندوقي: يتم حساب إجهادات القص الاعتبارية للقطاع الصندوقي بالتطبيق في المعادلة ٤-٤٧، وذلك بالتعويض بالسمك الأدنى من $t_e = A_{oh}/P_h$ أو أقل سمك فعلي لحوائط القطاع.

٤/٢/٣/٣ يُهمل تأثير عزم اللي في المقاطع المعرضة لعزم لي في حالة ما إذا كانت إجهادات القص الاعتبارية القصوى الناتجة عن عزم اللي الأقصى أقل من القيم المحسوبة من المعادلة ٤-١٧ والجدول ٤-٣.

٤/٢/٣/٤ يجب أن تستوفى الأبعاد الخرسانية للقطاعات المعرضة لقوى قص بالإضافة إلى عزوم لي والمسلحة بتسليح جذعي بالإضافة إلى تسليح طولي العلاقة التالية:

نتيجة عزوم اللي:

$$q_{tu_{max}} = 0.70\delta_{ti}\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \qquad N/mm^2 \qquad (٤-٤٨أ)$$

نتيجة قوى القص:

$$q_{u_{max}} = 0.70\delta_{si}\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}} \qquad N/mm^2 \qquad (٤-٤٨ب)$$

حيث δ_{ti}، δ_{si} معاملات تعتمد على نسبة إجهاد القص الاعتباري الناتج من قوى قص قصوى على إجهاد القص الاعتباري الناتج من عزم لي أقصى.

ويمكن حساب قيم δ_{ti}، δ_{si} للقطاعات المصمتة من المعادلات الآتية:

$$\delta_{ti} = \frac{1}{\sqrt{1+(q_u/q_{tu})^2}} \qquad (٤-٤٩أ)$$

$$\delta_{si} = \frac{1}{\sqrt{1+\left(q_{tu}/q_u\right)^2}} \qquad (٤-٤٩ب)$$

أما في حالة القطاعات الصندوقية فيتم حساب δ_{ti} ، δ_{si} للقطاعات المصمتة من الجدول ٤-٤أ، وللقطاعات الصندوقية من الجدول ٤-٤ب.

الجدول ٤-٤أ: قيم المعاملات δ_{ti} ، δ_{si} للقطاعات المصمتة

q_u/q_{tu}	0.25	0.50	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	4.00	∞
δ_{ti}	0.97	0.89	0.70	0.625	0.55	0.50	0.45	0.24	0.00
δ_{si}	0.24	0.45	0.70	0.78	0.83	0.87	0.89	0.97	1.00

الجدول ٤-٤أ: قيم المعاملات δ_{ti} ، δ_{si} للقطاعات المصمتة

q_u/q_{tu}	0.25	0.50	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	4.00	∞
δ_{ti}	0.80	0.67	0.50	0.44	0.40	0.36	0.33	0.20	0.00
δ_{si}	0.20	0.33	0.50	0.56	0.60	0.64	0.67	0.80	1.00

٤/٢/٣/٥ صلب التسليح اللازم لمقاومة إجهادات القص الناتجة عن عزوم لي مصحوبة بقوى قص

أ) إذا زادت قيمة الإجهادات المحسوبة q_{tu} من المعادلة ٤-٤٧ البند ٤/٢/٣/٢ على القيمة المحسوبة من المعادلة ٤-١٧ البند ٤/٢/٢/١/٢/ج، وبحيث لا تزيد القيمة المحسوبة على القيمة $q_{tu_{max}}$ من المعادلة ٤-٤٨ أو ٤-٤٩ البند ٤/٢/٣/٤، فيجب استخدام تسليح لمقاومة عزم اللي مكون من كانات مقفلة عمودية على محور العنصر بالإضافة إلى تسليح طولي. ويجب إضافة هذا التسليح إلى أي تسليح مطلوب لمقاومة عزوم الانحناء والقوى المحورية وقوى القص طبقًا للجدول ٤-٥.

ب) مساحة صلب التسليح العرضي اللازم لمقاومة عزوم اللي عبارة عن كانات مقفلة أو شبكات ملحومة وتحدد مساحة فرع الكانة في القطاع كما يلي:

$$A_{str} = \frac{M_{tu}\, s}{2A_o\left(f_{yst}/\gamma_s\right)} \qquad (٤-٥٠)$$

حيث $A_o = 0.85A_{oh}$ كما سبق التعريف في البند ٤/٢/٣/٢.

A_{oh} = هي المساحة المحصورة داخل محور الصلب العرضي الخارجي المستخدم لمقاومة عزوم اللي.

وفي حالة القطاع المستطيل تؤول المعادلة ٤-٥٠ إلى:

$$A_{str} = \frac{Ms}{1.7(x_1 y_1)(f/\gamma s)} \qquad (٤-٥١)$$

حيث A_{str} = مساحة مقطع فرع الكانة اللازمة لمقاومة عزوم اللي (مم٢).

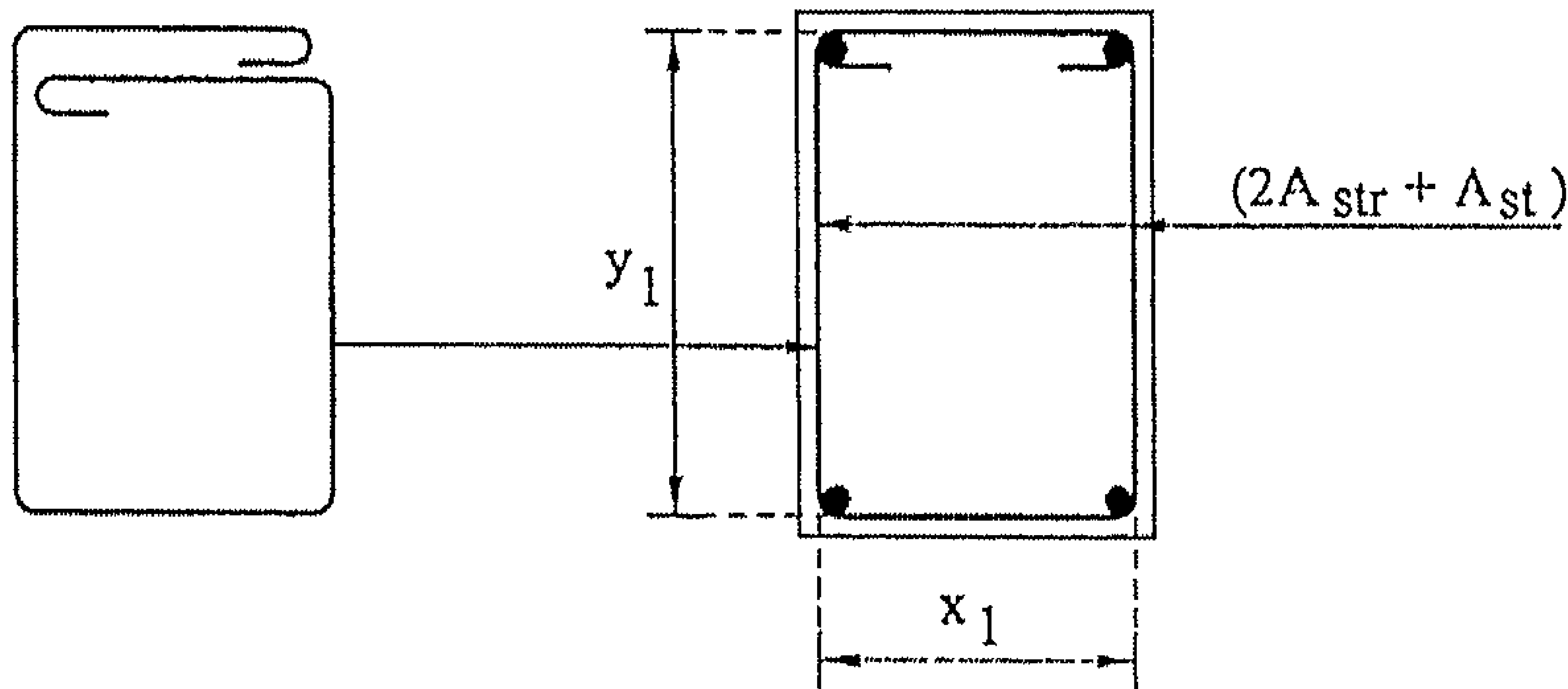
f_{yst} = إجهاد الخضوع لصلب الكانات المقاومة لعزوم اللي بحد أقصى ٤٠٠ ن/مم٢.

x_1 = عرض كانة التسليح المستطيلة مقاسة بين محوري الكانة (الشكل ٤-١٢).

y_1 = طول كانة التسليح المستطيلة مقاسة بين محوري الكانة (الشكل ٤-١٢).

الجدول ٤-٥: التسليح العرضي لمقاومة عزوم اللي وقوى القص

	$q_{tu} \le 0.06\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}\ \ N/mm^2$	$q_{tu} > 0.06\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma_c}}\ \ N/mm^2$
$q_u < q_{cu}$	أدنى نسبة لصلب تسليح القص طبقًا للبند ٤/٢/٢/١/٦	تسليح لمقاومة q_{tu}
$q_u > q_{cu}$	تسليح لمقاومة $\left(q_u - \frac{q_{cu}}{2}\right)$	تسليح لمقاومة كل من q_{tu} ، $\left(q_u - \frac{q_{cu}}{2}\right)$



الشكل ٤-١٢: تفاصيل التسليح المقاوم لعزوم اللي وقوى القص (كانات ذات فرعين)

مع ملاحظة ما يلي:

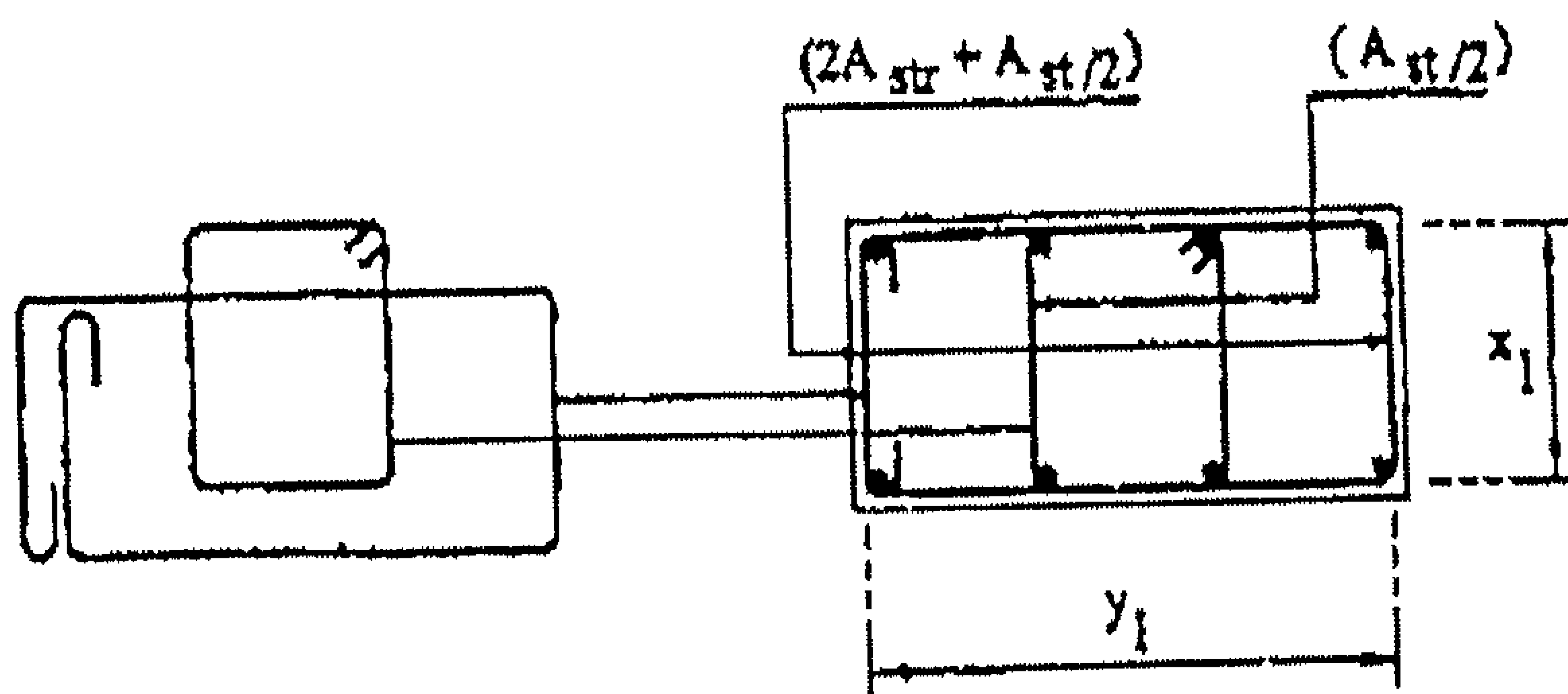
- يجب ألا تقل مساحة مقطع الكانات اللازمة لمقاومة عزوم اللي وقوى القص طبقًا للبند ٤/٢/٣/٥ عن المساحة المستنتجة من المعادلة التالية:

$$(2A_{str} + A_{st}) \geq 0.35 \frac{s\,b}{f_{yst}/\gamma s} \qquad (٤-٥٢)$$

حيث f_{yst} بوحدات ن/مم٢.

b = عرض القطاع المصمت أو مجموع عروض الأعصاب للقطاع الصندوقي.

- يجب ألا تزيد المسافة s بين الكانات على $P_h/8$ أو ٢٠٠ مم أيهما أصغر حيث P_h هي طول محيط صلب التسليح العرضي المستخدم لمقاومة عزوم اللي.
- في حالة وجود قطاع به كانات ذات فروع أكثر من فرعين، يجب اعتبار الكانة الخارجية ذات الفرعين فقط في مقاومة اللي كما في الشكل ٤-١٣.
- في القطاعات الصندوقية يسمح باستخدام التسليح العرضي والطولي على المحيط الداخلي والخارجي للقطاع لمقاومة عزوم اللي طالما أن سمك الحائط t_w أقل من أو يساوي سدس عرض القطاع، أما إذا زاد سمك الحائط على سدس عرض القطاع فيقاوم عزم اللي بالتسليح على المحيط الخارجي فقط.



الشكل ٤-١٣: تفاصيل التسليح المقاوم لعزوم اللي وقوى القص (كانات أكثر من فرعين)

ج) التسليح الطولي الإضافي A_{sl} لمقاومة اللي: تحدد مساحة التسليح الطولي الإضافي من:

$$A_{sl} = \left(\frac{A_{str} P_h}{s}\right)\left(\frac{f_{yst}}{f_y}\right) \qquad (٤-٥٣أ)$$

وبشرط ألا تقل مساحة التسليح الطولي عن:

$$A_{sl_{min}} = \frac{0.46\sqrt{(f_{cu}/\gamma c)}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_{str}}{s}\right)P_h\left(\frac{f_{yst}}{f_y}\right) \qquad (٤-٥٣ب)$$

حيث A_{cp} = المساحة الكلية للقطاع شاملة مساحة الفتحات.

f_{cu} ، f_y ، f_{yst} بوحدات ن/مم٢.

وألا تقل قيمة A_{str}/s عن $\frac{1}{6}\left(b/f_{yst}\right)$.

ويوزع التسليح الطولي على المحيط داخل الكانة الخارجية المقفلة مع مراعاة ما يلي:

- يجب ألا يقل قطر الأسياخ المستعملة في التسليح الطولي عن المسافة بين الكانات مقسومة على ١٥ أو ١٢ مم أيهما أكبر.
- يوزع التسليح الطولي الإضافي بانتظام داخل محيط الكانات الخارجية وبحيث لا تزيد المسافة بين الأسياخ على ٣٠٠ مم.
- يجب وضع سيخ طولي في كل ركن من أركان القطاع.
- يضاف التسليح الطولي الناتج عن عزوم اللي إلى التسليح الطولي الناتج عن عزوم الانحناء.

د) يجب أن يمتد التسليح العرضي والطولي اللازم لمقاومة عزوم اللي مسافة نصف طول محيط الكانات بعد آخر قطاع من بحر الكمرة يستوجب هذا التسليح.

٦/٣/٢/٤ إعادة توزيع عزوم اللي للمنشآت غير المحددة استاتيكيًا

يجب أن تصمم القطاعات وتحسب كمية صلب التسليح كما سبق مع ملاحظة أن:

أ) في المنشآت غير المحددة استاتيكيًا والتي يكون عزم اللي فيها ضروريًا للاتزان equilibrium torsion لا يسمح بإعادة توزيع عزوم اللي.

ب) في المنشآت غير المحددة استاتيكيًا والتي يكون عزم اللي فيها غير ضروري للاتزان وناتج عن تحقيق توافق الانفعالات compatibility torsion يمكن تخفيض عزم اللي الأقصى إلى قيمة عزم اللي المسبب للتشرخ وفقًا للمعادلة التالية:

$$M_{tu} = 0.316\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{\frac{f_{cu}}{\gamma c}} \qquad (٥٤-٤)$$

حيث A_{cp} = المساحة الكلية للقطاع شاملة مساحة الفتحات إن وجدت.

P_{cp} = المحيط الخارجي للقطاع.

وفي هذه الحالة يجب إعادة توزيع عزوم الانحناء وقوى القص في البواكي المجاورة.

٧/٣/٢/٤ جساءة القطاع الخرساني في اللي

أ) يمكن حساب جساءة اللي لقطاع مستطيل G.C باعتبار معاير جساءة القص G مساويًا

٤٢% من قيمة معاير المرونة للخرسانة طبقًا للبند ٢/٣/٣/١ وباعتبار ثابت اللي C طبقًا للمعادلة التالية:

$$C = \beta b^3 t \eta \qquad (٤-٥٥)$$

حيث $\eta =$ 0.70 للقطاعات المستطيلية قبل التشرخ التي تكون فيها إجهادات القص الاعتبارية القصوى q_{tu} (ن/مم٢) الناتجة عن عزم اللي لا تتعدى $0.316\sqrt{f_{cu}/\gamma c}$.

$\eta =$ 0.20 للقطاعات المستطيلية بعد التشرخ.

$\beta =$ معامل يعتمد على نسبة t/p المعطاة في الجدول ٤-٦.

الجدول ٤-٦: قيم المعامل β لحساب جساءة القطاعات في اللي

t/p	1	1.5	2	3	5	>5
β	0.14	0.20	0.23	0.26	0.29	0.33

ولحساب الجساءة لقطاع على شكل حرف L أو T أو صندوقي يمكن تقسيم القطاع إلى مستطيلات وحساب الجساءة كما سبق بشرط اتباع ما ذُكر في البند ٤/٢/٣/٢.

ب) في الحالات التي تستدعي دقة أكبر في الحسابات يتم تعيين جساءة القطاع باستخدام نظريات ميكانيكا الإنشاءات.

٢-٣-٥ التصميم الأفقي والتصميم الرأسي للمنشأ الخرساني

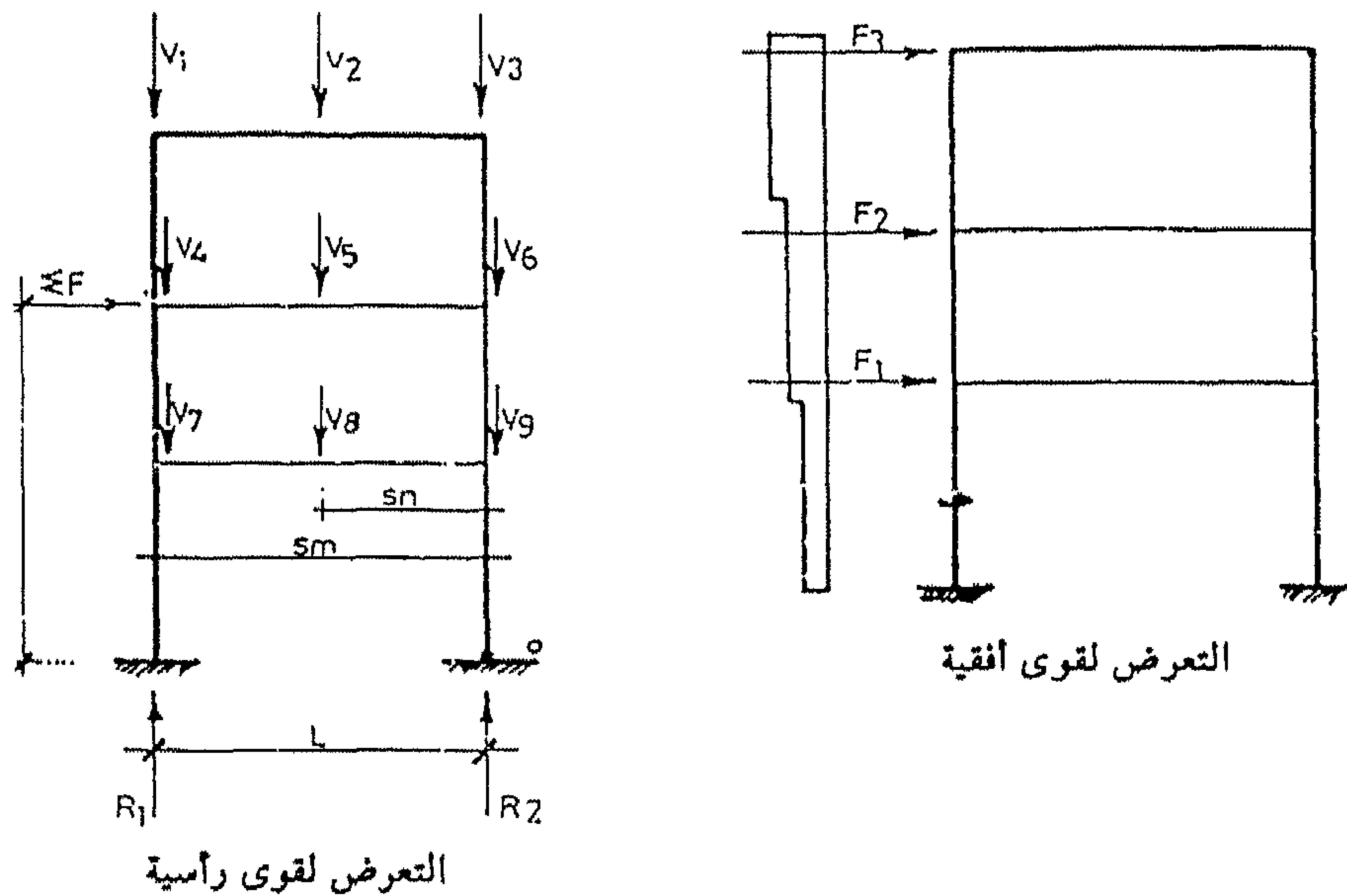
من البديهي أنه طالما كانت الرياح والزلازل عبارة عن قوى أفقية مؤثرة على المبنى، فبالتالي يجب تحقيق الاتزان الأفقي للمبنى تحت تأثير هذه الأحمال والقوى.

التصميم الأفقي للمبنى: هو دراسة تحقيق اتزانه الداخلي internal stability واتزانه الخارجي external stability تحت تأثير قوى الرياح والزلازل (الأكبر منهما أي أننا نأخذ في الاعتبار أن قوى الرياح أو قوى الزلازل أيهما أكبر تأثيرًا على المنشأ ولا نأخذ محصلة هذا التأثير إطلاقًا).

الاتزان الداخلي للمنشأ: هو تحقيق كفاية المقاومة الداخلية للقطاعات الخرسانية للمنشأ للقوى الداخلية من عزم انحناء وقوى قص وقوى عمودية normal forces على كل وصلة joint

وكل عنصر member نتيجة تأثير قوى الرياح والزلازل وهذا يستلزم بالتالي حساب هذه القوى الداخلية من عزم انحناء bending moments وقوى قص shearing forces وقوى عمودية ورسم المنحنيات اللازمة لها طبقًا لنظرية المنشآت theory of structures.

الاتزان الخارجي للمنشأ: هو تحقيق اتزان المبنى تحت تأثير عزم الالتواء torsion moment وعزم الانقلاب overturning moments وكذلك تأثير إجهاد تحمل التربة bearing stress تحت الأساسات نتيجة تأثير القوى الأفقية للرياح والزلازل (انظر الشكل ٢-٣٣).



الشكل ٢-٣٣: إطار خرساني ذو باكية واحدة

ومن التعريفات الثلاثة السابقة يتضح أن التصميم الأفقي للمنشأ تحت تأثير القوى الأفقية للرياح والزلازل يتضمن دراسة القوى والعزوم التالية:

✪ عزوم الانحناء	M	bending moments
✪ قوى القص	Q	shearing forces
✪ القوى العمودية	N	normal forces
✪ عزوم الالتواء	M_t	torsion moments
✪ عزوم الانقلاب	M_o	overturning moments
✪ إجهاد تحمل التربة تحت الأساسات	$f_{bearing}$	Net safe bearing stress under footings

أما التصميم الرأسي للمنشأ فهو ببساطة تصميم المنشأ ليقاوم الأحمال الميتة dead loads والأحمال الحية live loads كما تعود كثير من المهندسين دراستها والتصميم طبقًا لها وهو ما تم شرحه بتوسع في أغلب الكتب السابقة للمؤلف وغيره من المؤلفين.

ملحوظة: الأحمال الميتة من وزن البلاطة الخرسانية والكمرات والأعمدة ووزن الأرضيات ووزن الحوائط والقواطيع والأحمال الحية من أوزان الأثاث والمفروشات وأوزان المستخدمين لهذا المبنى.

۞ مقاومة الانقلاب:

$$\text{عزم الانقلاب} = \sum Fh_o$$

حول نقطة O أبعد نقطة عن تأثير $\sum F$ القوى العرضية.

$$\text{عزم التثبيت} = \sum Vs$$

حيث R_1 = رد فعل الركيزة البعيدة عن النقطة O.

لتحقيق الاتزان، يجب أن يكون $\sum Vs$ أكبر من $\sum Fh_o$ بمقدار مرة ونصف على الأقل، أي أن:

$$F.s\ (\text{ضد الانقلاب}) = \frac{\sum Vs}{\sum Fh_o} \geq 1.5$$

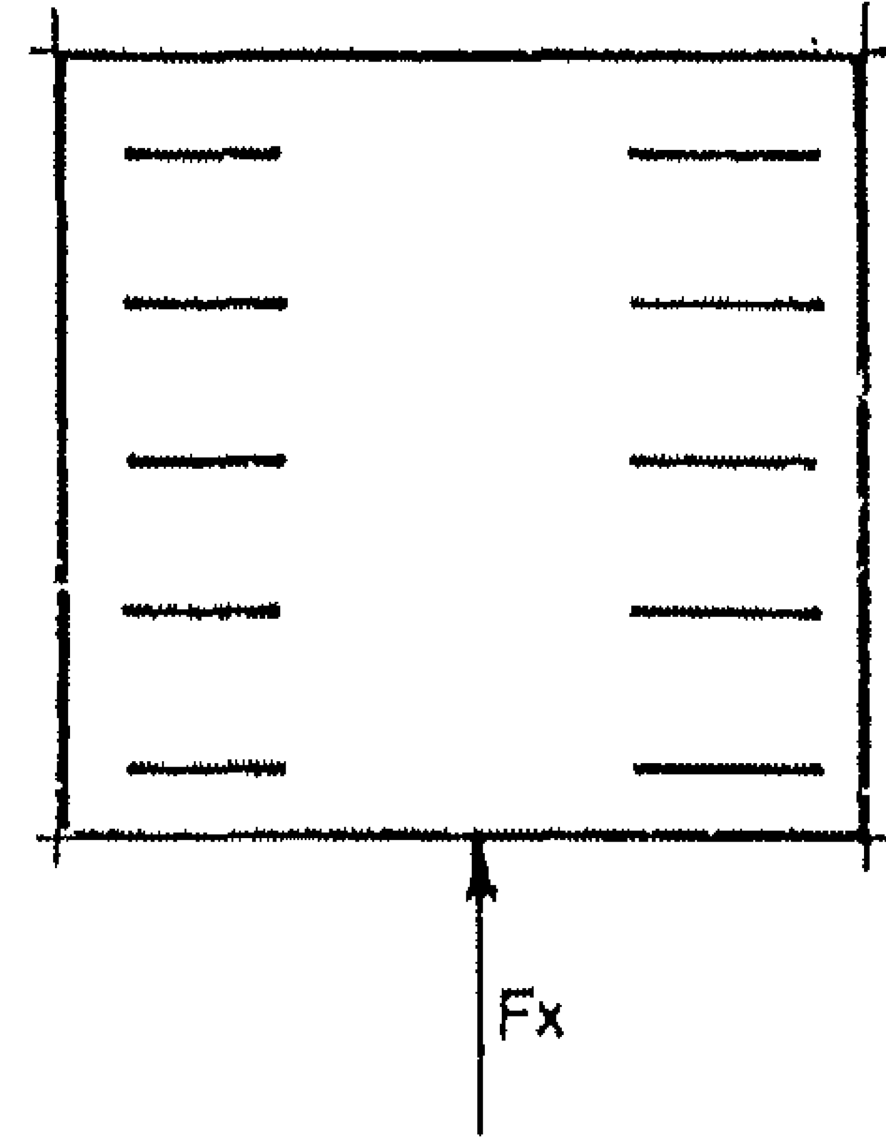
كما يجب أن يكون رد الفعل R_1 في اتجاه الضغط على القاعدة ولا يكون هناك شد على قاعدة أي ركيزة في المبنى.

$$R_1 = \frac{\sum Vs - \sum Fh_o}{L} > Zero$$

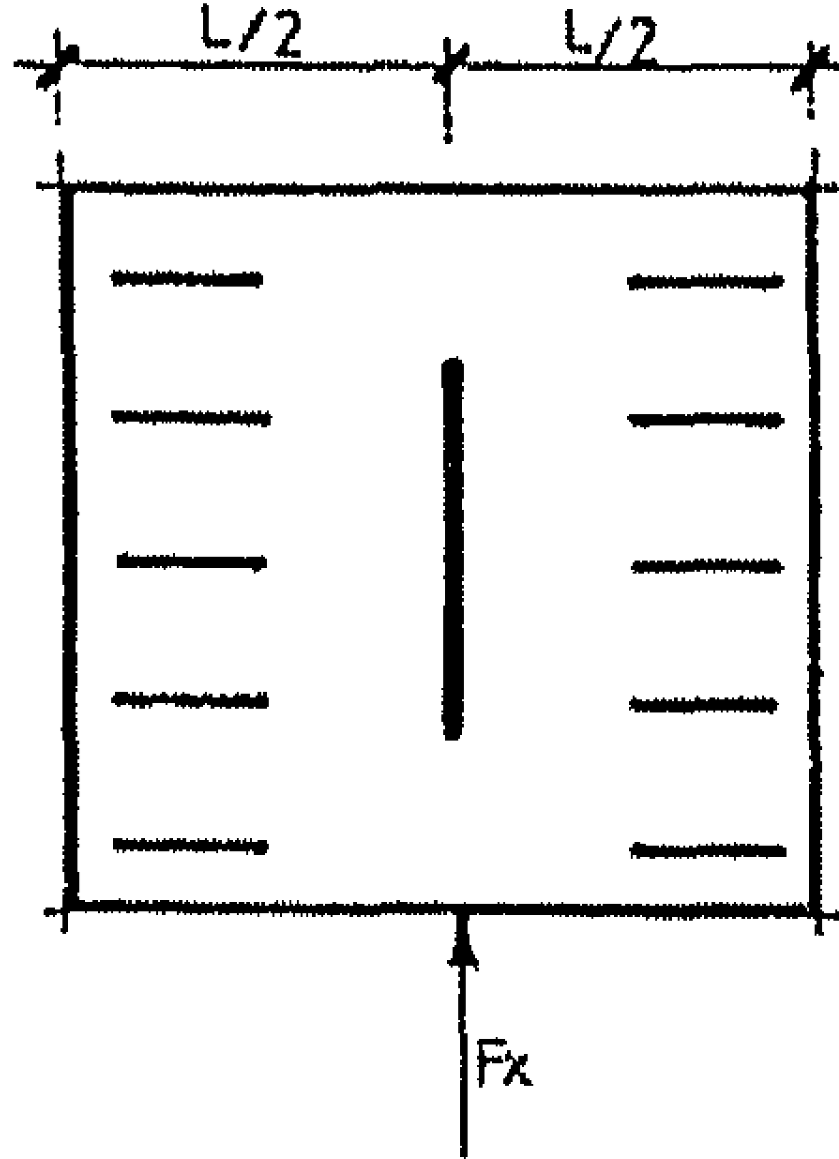
أما بخصوص عزم الالتواء فيمكننا توضيحه بدراسة المسقط الأفقي للمبنى الخرساني الآتي والمكون من عدة أعمدة خرسانية (انظر الشكل ٢-٣٤).

هذا المبنى جميع أعمدته وحوائطه في اتجاه واحد معاكس لاتجاه F_x نتيجة الرياح والزلازل وبالتالي فهذا المنشأ غير متزن unstable أفقيًا وسينهار عند أي تأثير قوي للرياح أو الزلازل في اتجاه F_x.

ثم تم معالجة الشكل ٢-٣٤ بالشكل ٢-٣٥ بإضافة حائط خرساني واحد في منتصف المبنى في اتجاه يقاوم F_x.

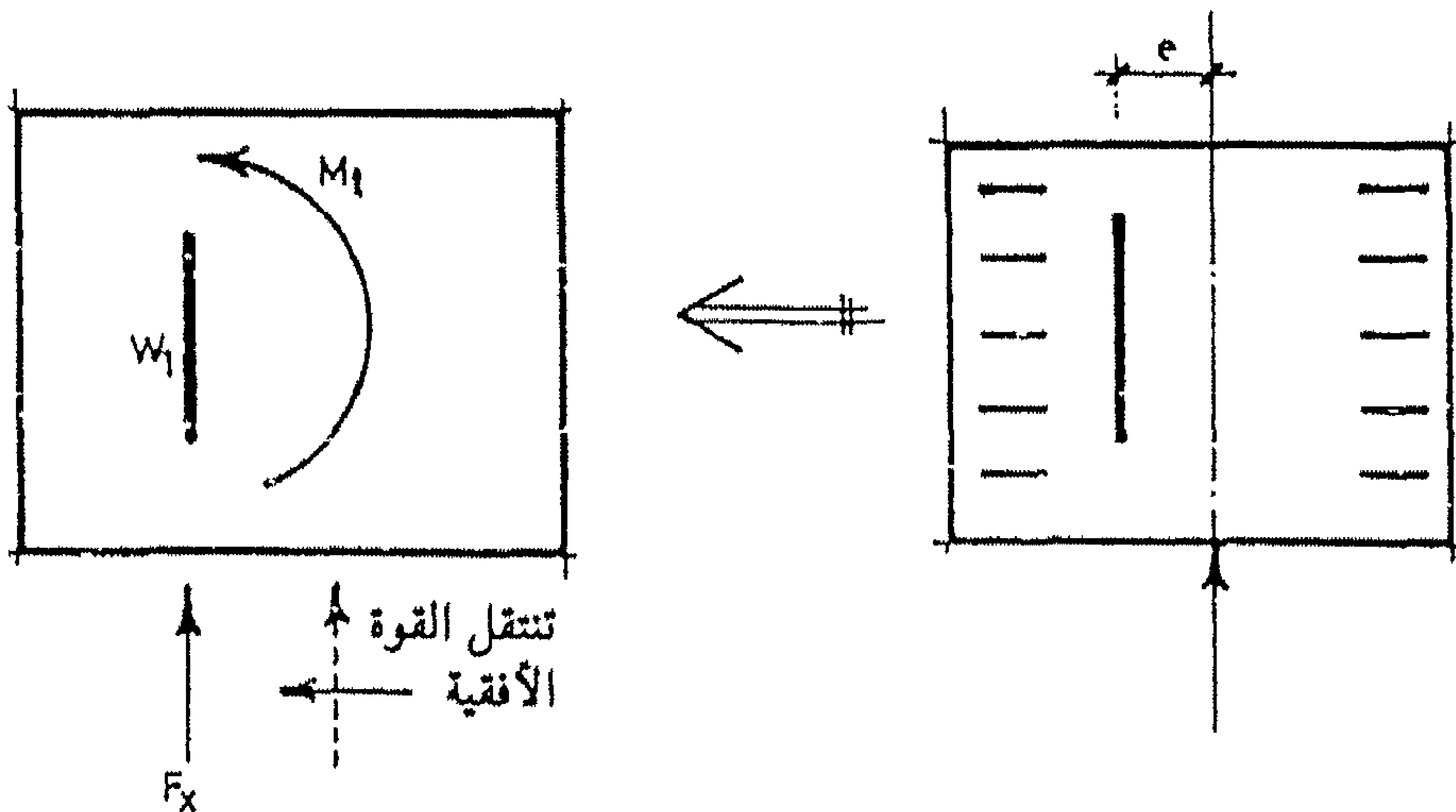


الشكل ٢-٣٤: المبنى معرض لقوى أفقية عمودية على اتجاه الحوائط المسلحة



الشكل ٢-٣٥: المبنى معرض لقوى أفقية في اتجاه تواجد فيه حائط خرساني واحد في مركز المبنى

أما إذا تم إضافة الحائط الخرساني متطرفًا جهة أحد جانبي المبنى فإن هذا سيؤدي إلى تولد عزم الالتواء نظرًا للإزاحة الحادثة بين مركز الحائط الخرساني المقاوم للقوى F_x ونقطة تأثير F_x (انظر الشكل ٢-٣٦).



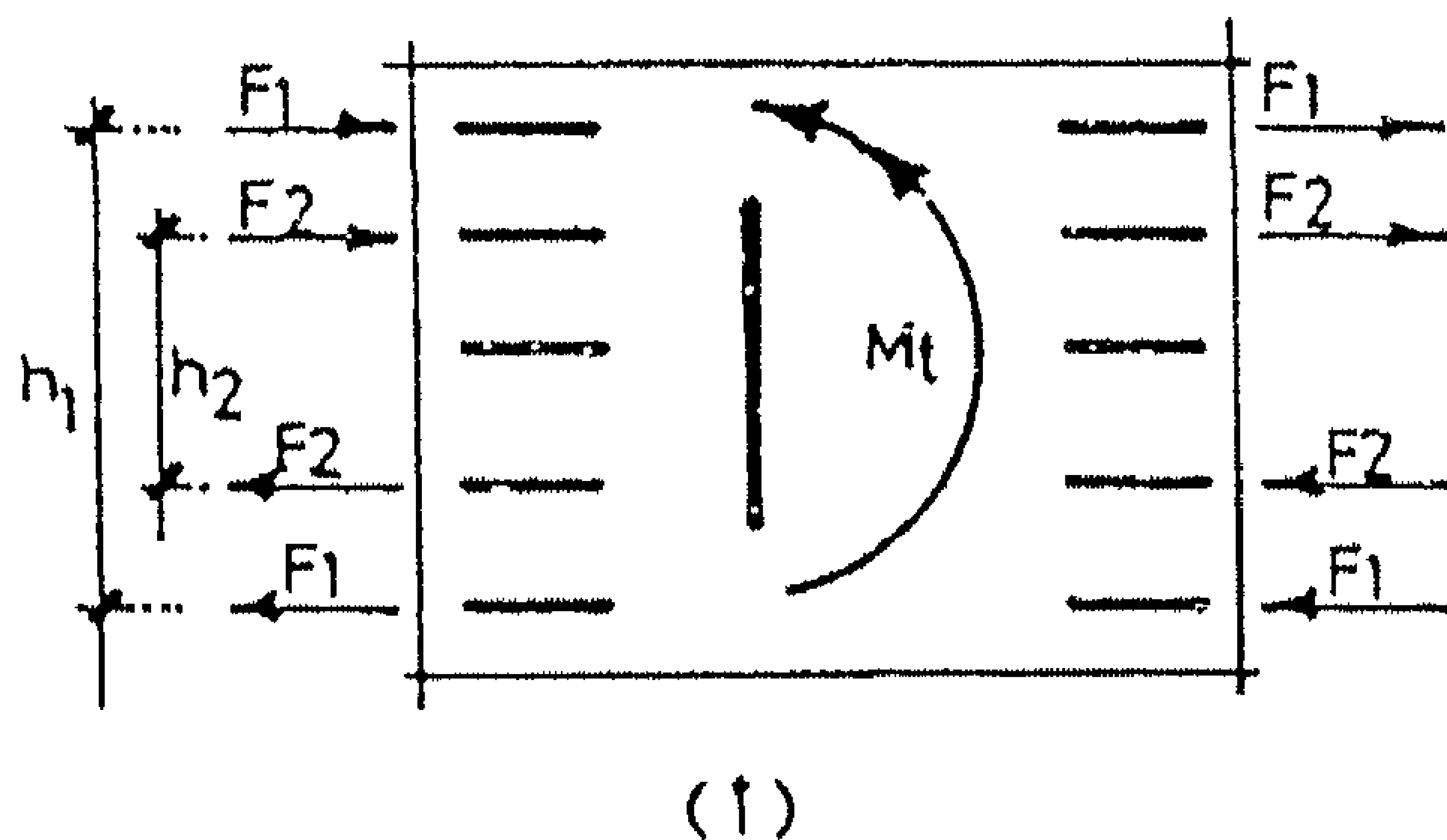
الشكل ٢-٣٦: تعرض المبنى لعزم التواء نتيجة تعرضه لقوى أفقية لامركزية

وبالتالي تنتقل القوى الأفقية F_x إلى محور الحائط w_1 بقوة F_x زائد عزم الالتواء M_t قيمته تساوي F_x مضروبًا في قيمة الإزاحة e.

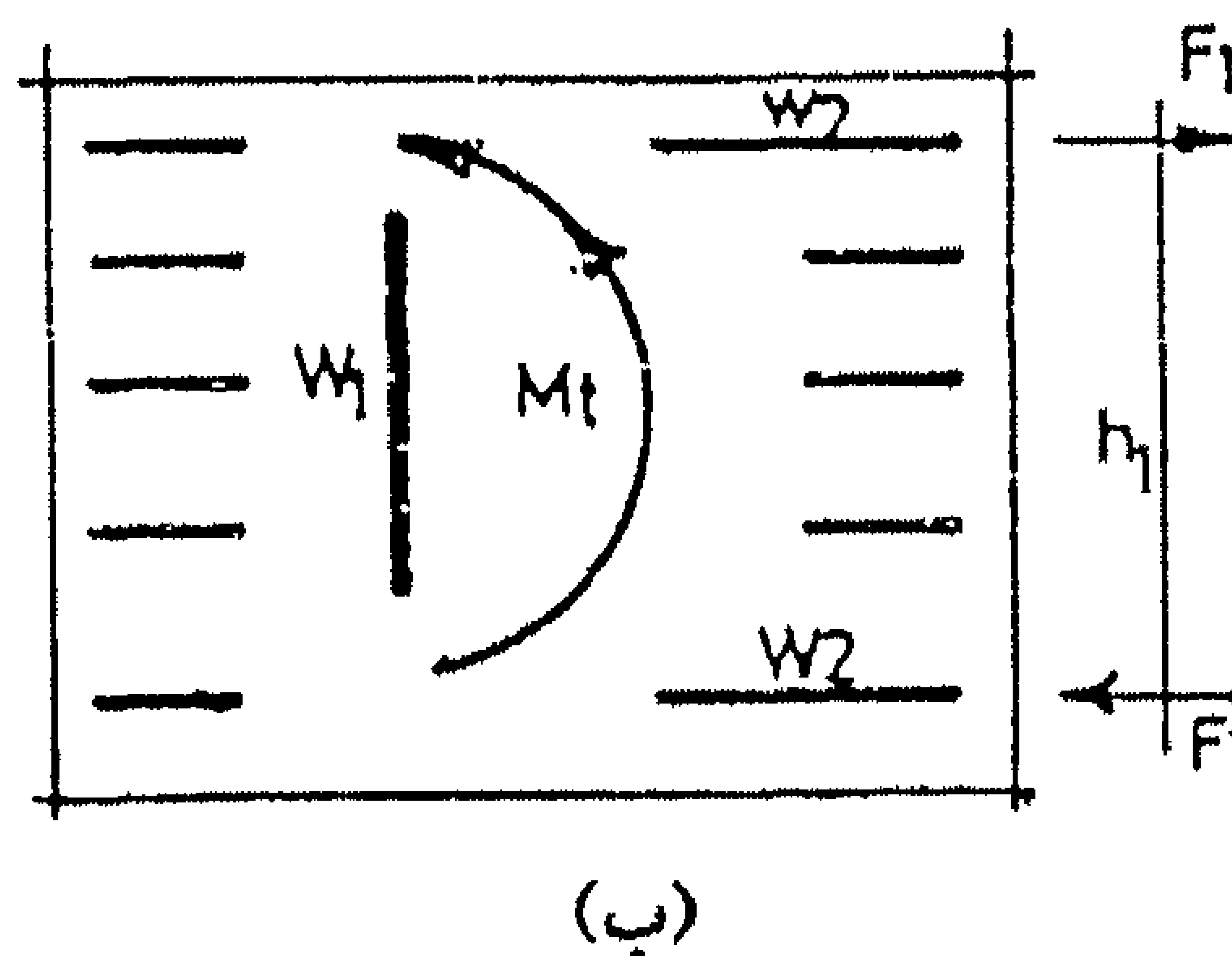
$$M_t = F_x e$$

ونصبح في وضع حرج حيث يلزمنا مقاومة عزم الالتواء لتحقيق الاتزان الكلي للمنشأ.

وممكن أن نقاوم عزم الالتواء عن طريق مركبات قوى أفقية تؤثر على الأعمدة المجاورة أو باختيار حائطين متعامدين على الحائط الأول (انظر الشكل ٢-٣٧).



(أ)



(ب)

الشكل ٢-٣٧: طرق مقاومة عزم الالتواء على المبنى الخرساني

حيث:

الشكل ٢-٣٧أ: $M_t = F_1 h_1$

الشكل ٢-٣٧ب: $M_t = \sum F_1 h_1 + \sum F_2 h_2$

٢-٤ طريقة التصميم باستخدام حالات الحدود القصوى المطلقة (الطريقة الأمريكية)

ملخص طريقة الكود الأمريكي ACI، نقلاً عن المرجع رقم 5، هي كالتالي:

طبقًا للكود الأمريكي للخرسانة المسلحة، فإن قوة المقاومة المطلوبة U للقطاع في حالة تعرضه لعزوم انحناء يتم الحصول عليها بتطبيق معاملات أحمال (أي استخدام احتياطيات لاحتمال زيادة الأحمال عن الأحمال المحسوبة بالفعل على المنشأ) وذلك عند حساب عزوم الانحناء نتيجة الأحمال الميتة dead load، والأحمال الحية live load، وأحمال الرياح W، وأحمال الزلازل E، وأحمال الضغط العرضي للتربة lateral earth pressure H، وكذلك أحمال ضغط السوائل العرضي F، وتأثيرات اختلاف درجات الحرارة T على الحسابات الإنشائية للمبنى، كما هو موضح في الفصل 6-2 من الكود الأمريكي ACI-05.

إن قوة مقاومة التصميمية ϕM_n تكون هي حاصل ضرب معامل تخفيض قوة المقاومة ϕ في قوة المقاومة الاسمية للانحناء M_n.

إن معاملات زيادة الأحمال الأساسية U في احتياطات معاملات الأمان للأحمال الميتة تساوي 1.4، وللأحمال الحية تساوي 1.7، تستخدم كالتالي:

$$U = 1.4D + 1.7L$$

والمعامل ϕ في حالة عزوم الانحناء يكون 0.90، وإن الرموز U، D، L في حالة احتياطات زيادة الأحمال يمكن أيضًا أن تمثل كميات دالة في الأحمال مثل عزوم الانحناء، وقوى القص، والقوى المحورية axial force.

إذا كانت M معرفة على أساس أنها عزم الانحناء تحت تأثير الحمل غير المضروب في معامل الأحمال، وبالتالي فإن M_D، M_L هما عزم الانحناء الناتج عن حمل التشغيل الميت، وعزم الانحناء الناتج عن حمل التشغيل الحي مذكورًا بالترتيب فإن الاحتياط الأساسي لحالة زيادة الأحمال بالنسبة لعزم الانحناء يمكن التعبير عنها كالتالي:

$$M_U = 1.4M_D + 1.7M_L$$

إن متطلبات قوة مقاومة الانحناء يمكن التعبير عنها كالتالي:

$$\phi M_n \geq M_U$$

ولحساب قوة مقاومة الانحناء الاسمية nominal M_n، فإن الافتراضات التالية تكون مطلوبة في التصميم:

١. إن قوة مقاومة العناصر الخرسانية سوف تُبنى على أساس استيفاء الحالات التطبيقية للاتزان وتوافق الانفعالات.

٢. الانفعال في حديد التسليح والخرسانة سوف يتم افتراضه يتناسب طرديًا مع المسافة من محور الخمول (باستثناء العناصر العميقة المستوفية شروط البند ACI-10.7).

٣. أقصى انفعال مستخدم ζ_{cu} في الحافة الخارجية لأنسجة الخرسانة المضغوطة سوف يتم افتراضه 0.003.

٤. إن مقاومة الشد في الخرسانة سوف يتم إهمالها (ماعدا حالات خاصة معينة من الخرسانة سابقة الإجهاد).

٥. إن معامل المرونة لحديد التسليح العادي (غير سابق الإجهاد) يمكن اعتباره يساوي 200 MPa أي ما يوازي $2000\ kg/cm^2$.

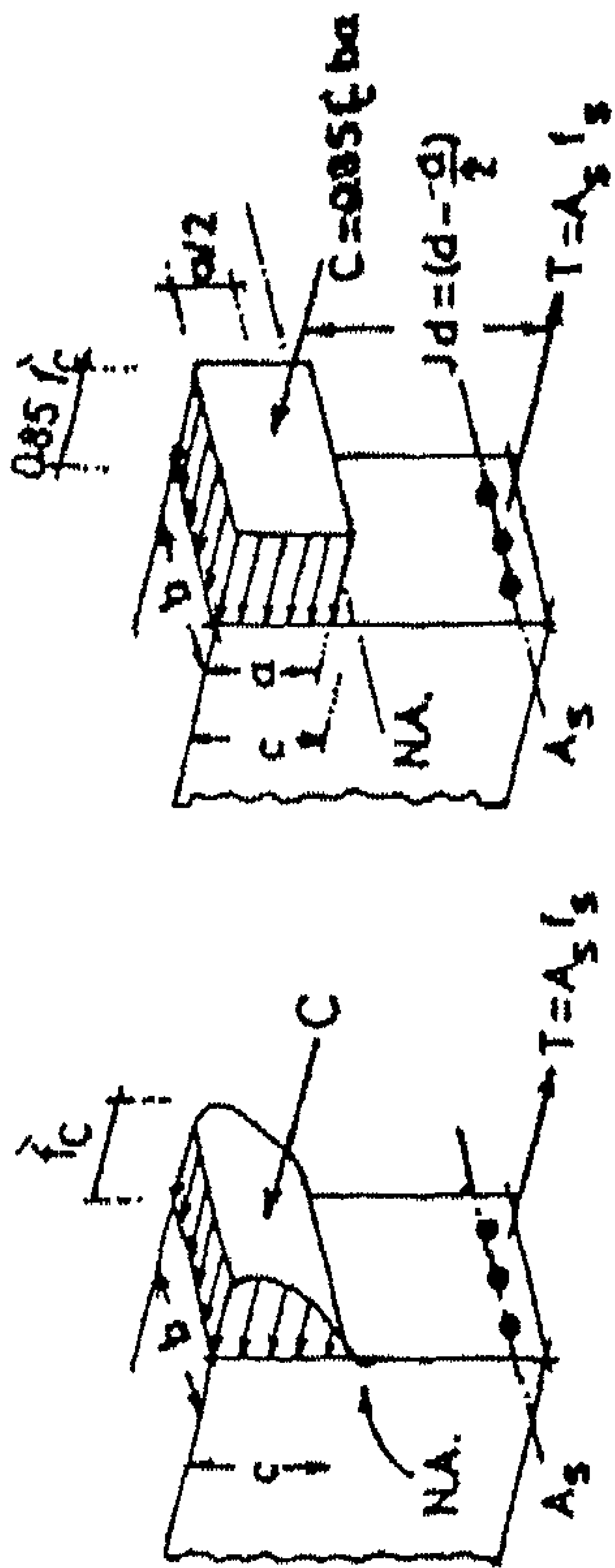
٦. للأغراض العملية، فإن العلاقة بين توزيع إجهادات الضغط في الخرسانة وبين انفعال الخرسانة strain، عندما يتم الوصول إلى قوة المقاومة المميزة (يمكن اعتبارها طبقًا للكود الأمريكي ACI-10.2.7 بند 2 على أساس أنها توزيع إجهادات على شكل مستطيل مكافئ، حيث تكون قيمة إجهاد الخرسانة المضغوطة يساوي $0.85F_c^\backslash$ يمكن افتراضها موزعة بانتظام على منطقة مضغوطة مكافئة محاطة بواسطة حدود القطاع العرضي وخط مستقيم يقع موازي لمحور الخمول على مسافة $\beta_1 x = a$ من أنسجة أقصى انفعال مضغوط حيث المسافة x مقاسة من نسيج أقصى انفعال وحتى محور الخمول محسوبة في اتجاه عمودي لذلك المحور. إن قيمة β_1 معطاة بواسطة المعادلة التالية:

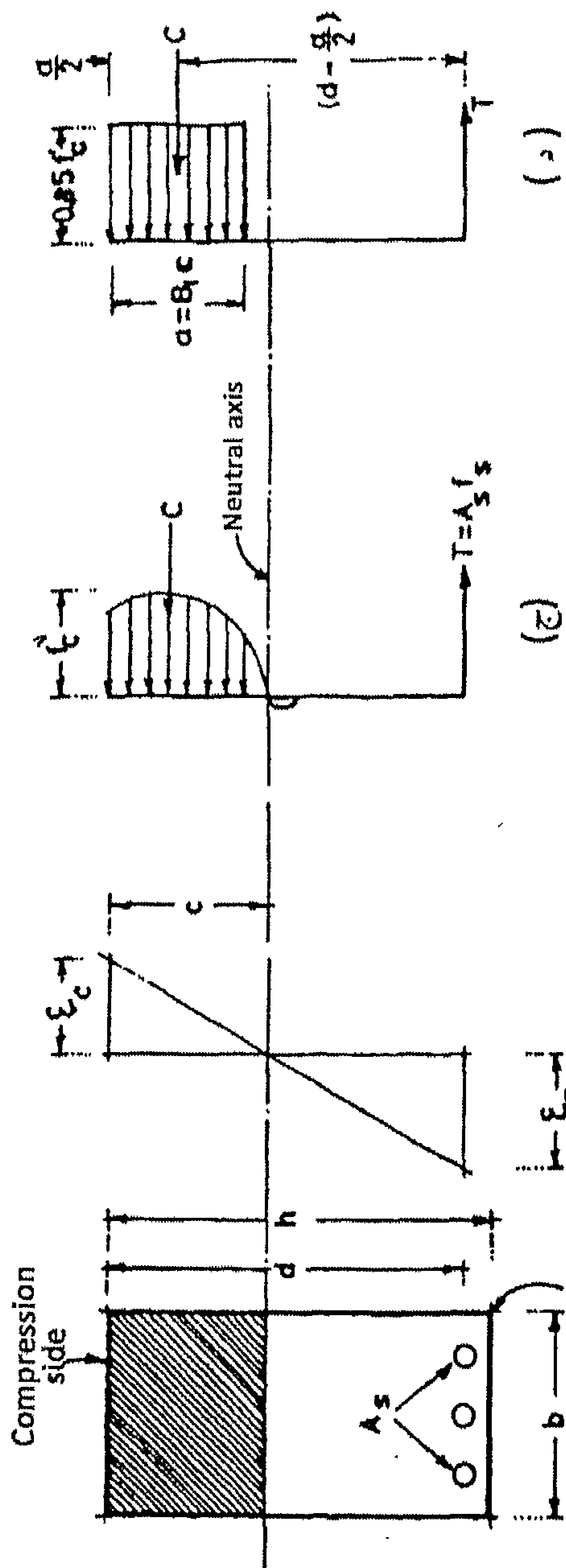
لقيمة $F_c^\backslash$ أقل من 4000 psi، فإن:

$$\beta_1 = 0.85$$

ولقيمة $F_c^\backslash$ أكبر من 4000 psi، فإن:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05\left(\frac{F_c^\backslash - 4000}{1000}\right) \geq 0.65$$





الشكل ٢-٣٨: توزيع الإجهادات والانفعالات طبقا للكود الأمريكي

ويجب ملاحظة أن الافتراض رقم (٦) يصف توزيع إجهادات ضغط مستطيل هوتني (هوتني عالم أمريكي ابتكر نظرية Whitney rectangular compressive stress distribution (انظر الباب ٣). ولكن هناك أشكال أخرى من توزيعات إجهادات الضغط، مثل الشكل شبه المنحرف والقطع المكافئ يمكن استخدامها وتعتبر مقبولة طبقًا للكود الأمريكي بند ACI-10.2.6.

٢-٥ مقارنة بين الطريقة الأمريكية وطريقة التصميم باستخدام حالات الحدود القصوى المحدودة

توجد عدة عوامل فارقة بين الطريقتين كالآتي:

١. أقصى انفعال ضغط ζ_{cu} عند الانهيار، في الكود الأمريكي ACI يساوي 0.003، أما في الكود المصري فتؤخذ هذه القيمة 0.0035.

٢. معاملات خفض مقاومة المواد ϕ capacity (strength) reduction factor هي نفس القيم تقريبًا لمعاملات أمان قوة مقاومة المواد في الكود المصري γ_s، γ_c.

٣. معاملات الأحمال في الكود الأمريكي:

$$U = 1.4g + 1.7p$$

أي أن:

في الكود الأمريكي مطابقة للكود المصري: $D = 1.4g$

في الكود الأمريكي: $L = 1.7p$

في الكود المصري والأوروبي: $L = 1.6p$

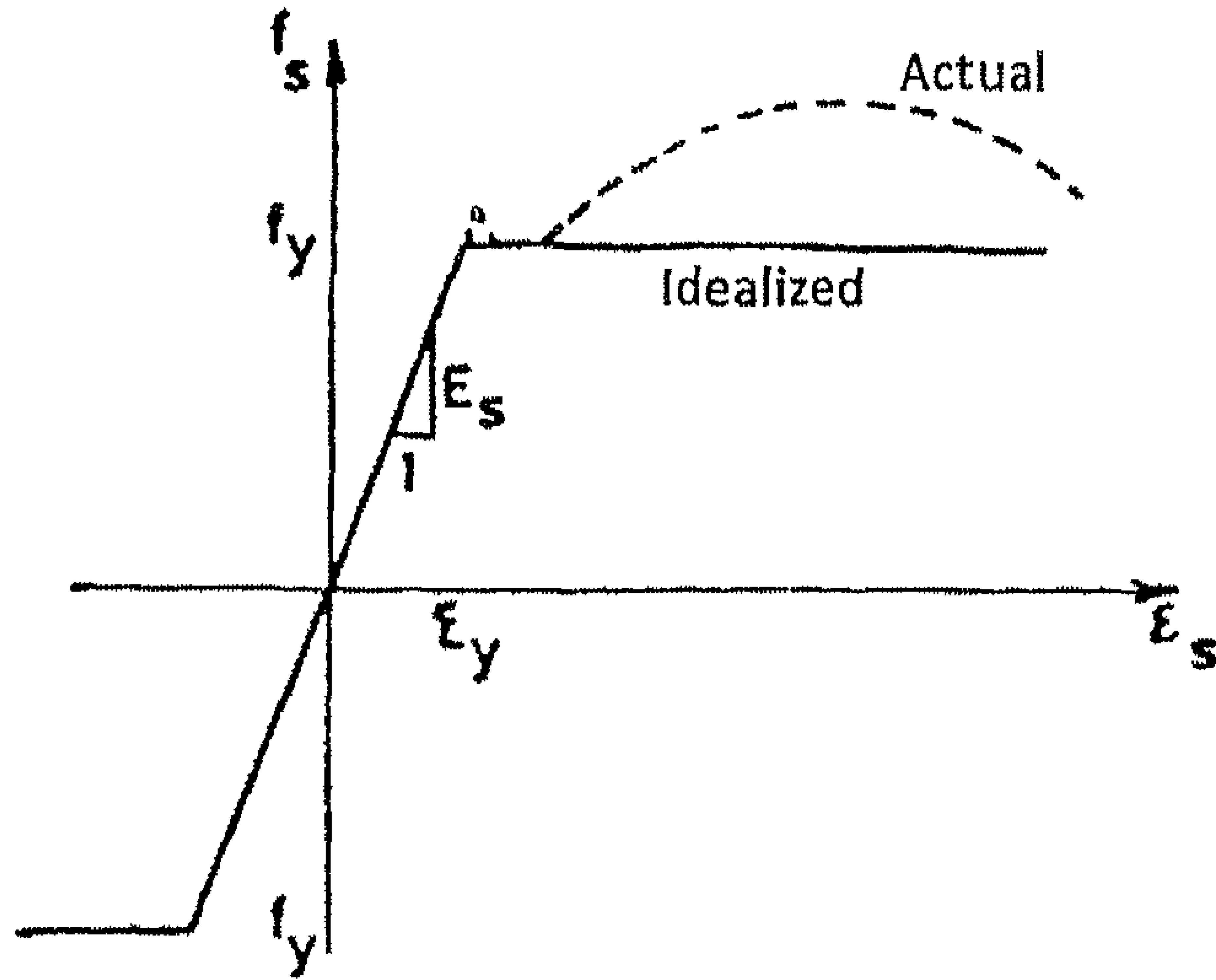
٤. بلوك المستطيل المكافئ لتوزيع الإجهادات موضح بالشكل (٢-٦)، حيث:

F'_c = قوة مقاومة الضغط للاسطوانة القياسية بعد 28 يومًا في الكود الأمريكي

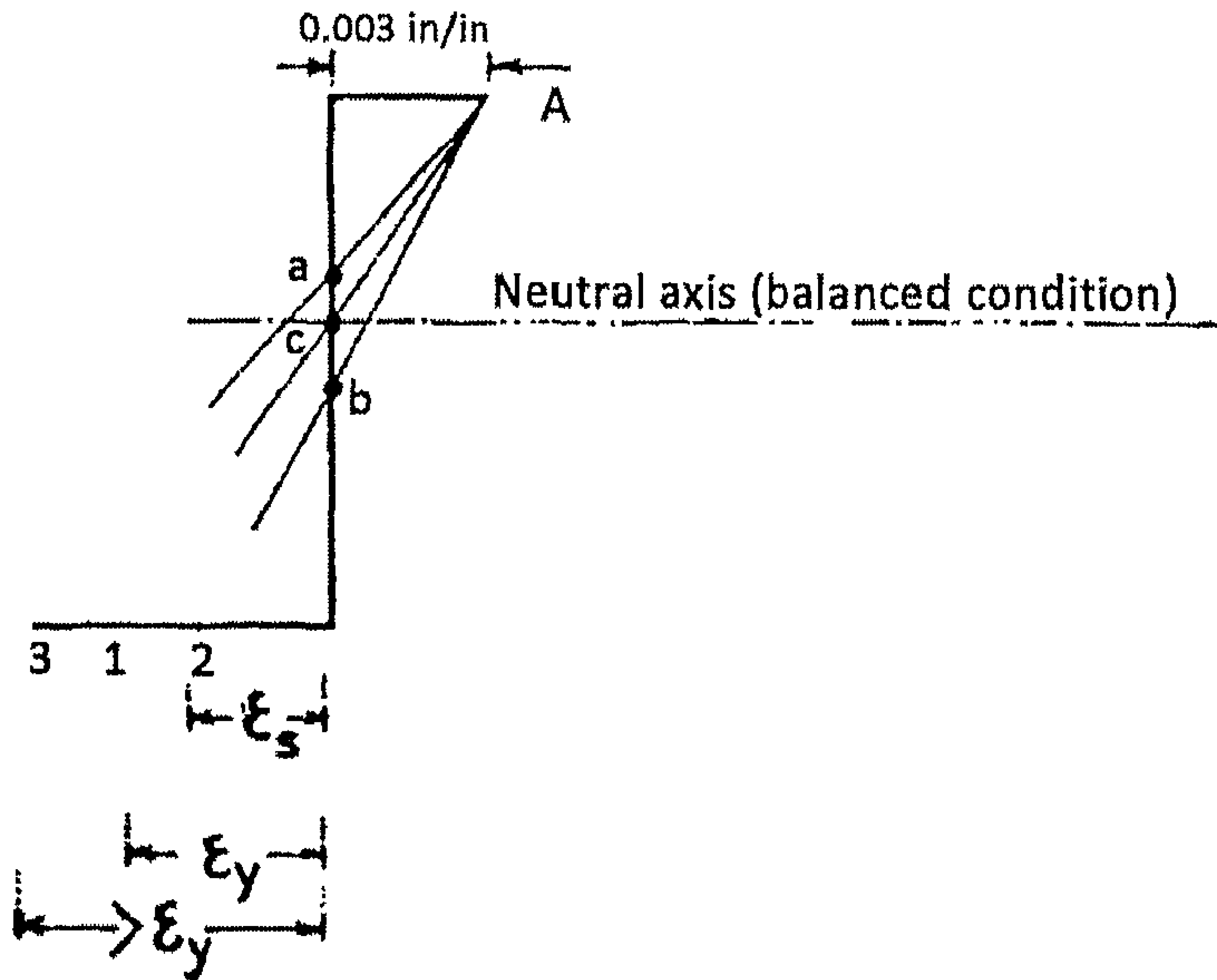
F_y = إجهاد الخضوع في حديد تسليح الشد

إن شكل مخطط الإجهاد-الانفعال المحسن لحديد التسليح مطابق تمامًا للأشكال ٢-١٦، ٢-١٧، ٢-١٨. ولمزيد من التفاصيل، يمكن الرجوع إلى المرجع التالي:

Edward G. Nawy "Reinforced Concrete", A Fundamental Approach.



الشكل ٢-٣٩أ: منحنى الإجهاد والانفعال في حديد التسليح في الكود المصري للخرسانة المسلحة

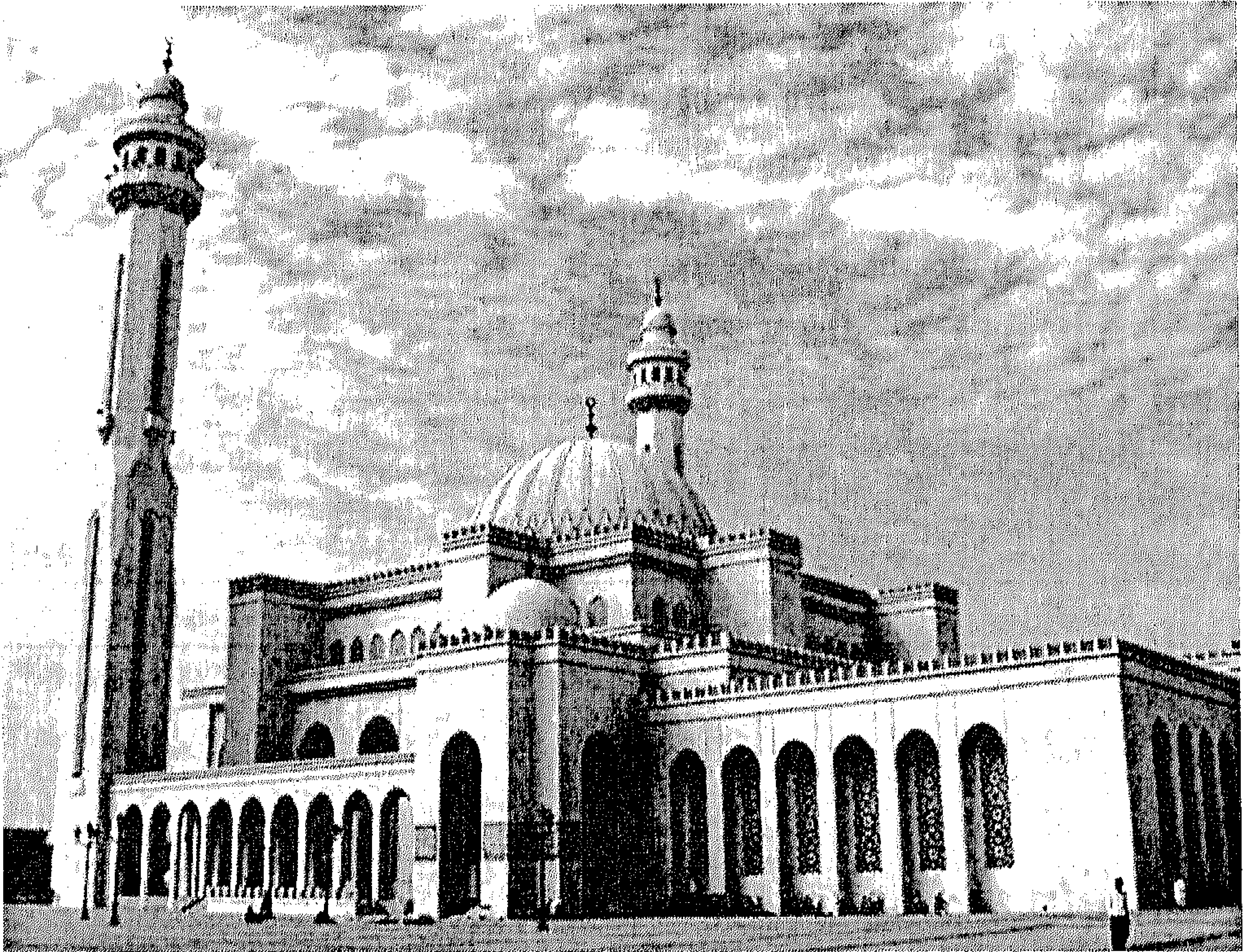


الشكل ٢-٣٩ب: توزيع منحنى الانفعال بين الخرسانة وحديد التسليح

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿ وَمَنْ أَظْلَمُ مِمَّن مَّنَعَ مَسَٰجِدَ ٱللَّهِ أَن يُذْكَرَ فِيهَا ٱسْمُهُۥ وَسَعَىٰ فِى خَرَابِهَآ ۚ أُو۟لَٰٓئِكَ مَا كَانَ لَهُمْ أَن يَدْخُلُوهَآ إِلَّا خَآئِفِينَ ۚ لَهُمْ فِى ٱلدُّنْيَا خِزْىٌ وَلَهُمْ فِى ٱلْءَاخِرَةِ عَذَابٌ عَظِيمٌ ﴾

[البقرة: ١١٤]



٣

الوحدات

٣ـ١ مقدمة

في التصميم الإنشائي لأي نوع من المنشآت، يجب العناية التامة بنظام الوحدات المستخدم في التصميم، حتى يمكننا تجنب أخطاء كبيرة، يمكن أن تحدث في حسابات التصميم.

في جميع أنحاء العالم، فإن هناك ثلاثة أنظمة للوحدات، وهي كالتالي.

٣ـ٢ النظام البريطاني

ويسمى نظام باوند-بوصة، ولن نستخدمه في هذا الكتاب نظرًا لصعوبته وعدم الإحساس به عمليًا. وكذلك، فهو غير مشهور بين أوساط المهندسين في مصر والعالم العربي.

٣ـ٣ نظام الوحدات الدولي

يعتبر نظام الوحدات الدولي SI منتشر عالميًا بكثرة، ويُبنى على أساس ست وحدات أساسية موجودة في الجدول ٣-١. هذه الوحدات يمكن تركيب وحدات جديدة منها عن طريق حاصل ضربها أو قسمتها للحصول على اشتقاقات نظام الوحدات الدولية كله SI.

الجدول ٣-١: وحدات أساسية في النظام الدولي

الكمية	اسم الوحدة	رمز الوحدة
قوة	نيوتن	N
مساحة	متر مربع	m^2
حجم	متر مكعب	m^3
كثافة	كجم/م٣	kg/m^3
ضغط وإجهاد	كجم/م٢	kg/m^2

والجدول ٣-٢ يوجد به كل الوحدات المشتمل عليها هذا النظام. وعلى سبيل المثال، فإن وحدة القوة تساوي حاصل ضرب الكتلة في عجلة الجاذبية الأرضية، والتي تساوي $9.81\ m/s^2$، وتكون وحدة القوة بها عادة بالنيوتن.

والجدول ٣-٣ يشمل وحدات النظام الدولي المتبعة في تصميم المنشآت، وخاصة المباني الخرسانية المسلحة.

الجدول ٣-٢: الوحدات الأساسية للنظام الدولي للوحدات SI

الكمية	اسم الوحدة	رمز الوحدة
الطول	meter متر	m
الكتلة	kilogram كيلوجرام	kg
كمية من المادة	mole مول	mole
زمن	second ثانية	s
تيار كهربي	ampere أمبير	A
حرارة ثيرموديناميكا	Kelven degree درجة كيلفن	°K
شدة الاستضاءة	candela شمعة	cd

الجدول ٣-٣: الوحدات الكلية للنظام الدولي للوحدات SI

		Symbol	Formula
	Basic units (out of a total of seven)		
Length	meter	m	
Mass	kilogram	kg	
Time	second	s	
	Supplementary units (total of two)		
Plane angle	radian	rad	
Solid angle	steradian	sr	
	Derived units (very large group)		
Acceleration	meter per second squared		m/s^2
Area	square meter		m^2
Energy	joule	J	$N \cdot m$
Force	newton	N	$kg \cdot m/s^2$
Moment of force	newton-meter		$N \cdot m$
Moment of interia	meter to the fourth power		m^4
Moment of area			
moment of inertia	kilogram-meter squared		$kg \cdot m^2$

		Symbol	Formula
Pressue, Stress	pascal	Pa	N/m^2
Elastic modulus	pascal	Pa	N/m^2
Torque	newton-meter		$N \cdot m$
Velocity	meter per second		m/s
Volume	cubic meter		m^3
Work	joule	J	$N \cdot m$

إن نظـام الوحـدات الـدولي SI مسـتخدم في الكـود الأمريكـي للخرسـانة المسـلحة ACI 318 M-08 وما قبلها. وهذا النظام حاليًا مستخدم بكثرة في معظم دول العالم في تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة.

وبدلاً من استخدام عدد كبير من الأرقام يمكن استبدال هـذه الأرقـام بعمليـة الأس وعلـى الرقم المضاعف للعشرات، والمتفق عليهم دوليًا، وكذلك الرموز المختصرة للكسور العشـرية ذات العلامـات العشـرية المتبعـة بعـدد كـبير مـن الأصـفار، وتم اعتمـاد وحـدة السـنتيمتر في هذا الاختصار.

وفي الجدول ٣-٤ تم توضيح جميع رموز المختصرات المستخدمة في الحسابات الإنشائية.

الجدول ٣-٤: رموز المختصرات

$1\ 000\ 000 + = 10^6$	mega	M
$1\ 000 = 10^3$	kilo	k
$0.001 = 10^{-3}$	milli	m
$0.000\ 001 = 10^{-6}$	micro	μ

علامة (+) تعني أن العلامة العشرية غير مستخدمة في الفجوة المفتوحة. وهذا الفراغ أو الفجـوة المفتوحـة يمكن أن تكون فراغ كامل full space أو نصف فراغ half space.

وفي الجدول ٣-٥ سوف نختار مجموعة تحويلات ومعاملات تحويل من النظـام البريطـاني باوند-بوصة إلى النظام الدولي للوحدات SI.

الجدول ٣-٥: جدول تحويلات بين أنظمة الوحدات

To convert from	To	Multiply by
	Length	
inch	millimeter (mm)	25.4E
foot	meter (m)	0.3048E
yard	meter (m)	0.9144E
mile (statute)	kilometer (km)	1.609
	Area	
square inch	square centimeter (cm^2)	6.452
square foot	square meter (m^2)	0.09290
square yard	square meter (m^2)	0.8361
	Volume (Capacity)	
ounce	cubic centimeter (cm^3)	29.57
gallon	cubic meter (m^3)	0.003785
cubic inch	cubic centimeter (cm^3)	16.4
cubic foot	cubic meter (m^3)	0.02832
cubic yard	cubic meter (m^3)	0.765
	Force	
kilogram-force	newton (N)	9.807
kip-force	killonewton (kN)	4.448
pound-force	newton (N)	4.448
	Pressure or Stress (Force per Area)	
kilogram-force/square meter	pascal (Pa)	9.807
kip-force/square inch (ksi)	megapascal (MPa)	6.895
newton/square meter (N/m^3)	pascal (Pa)	1.000E
pound-force/square foot	pascal (Pa)	47.88
pound-force/square inch (psi)	pascal (Pa)	68.95

To convert from	To	Multiply by
	Bending Moment or Torque	
inch-pound-force	newton-meter (N-m)	0.1130
foot-pound-force	newton-meter (N-m)	1.356
meter-kilogram-force	newton-meter (N-m)	9.807
	Mass	
ounce-mass (avoirdupois)	gram (g)	28.35
pound-mass (avoirdupois)	kilogram (kg)	0.4536
ton (metric)	megagram (Mg)	1.000E
ton (short 2000 lbm)	megagram (Mg)	0.9072
	Mass per Volume	
pound-mass/cubic foot	kilogram/cubic meter (kg/m^3)	16.02
pound-mass/cubic yard	kilogram/cubic meter (kg/m^3)	0.5933
pound-mass/gallon	kilogram/cubic meter (kg/m^3)	119.8
	Temperature	
deg Fahrenheit (F)	deg Celsius (C)	$t_c = \frac{t_f - 32}{1.8}$
deg Celsius (C)	deg Fahrenheit (F)	$t_f = 1.8\, t_c + 32$

٣-٤ النظام المتري

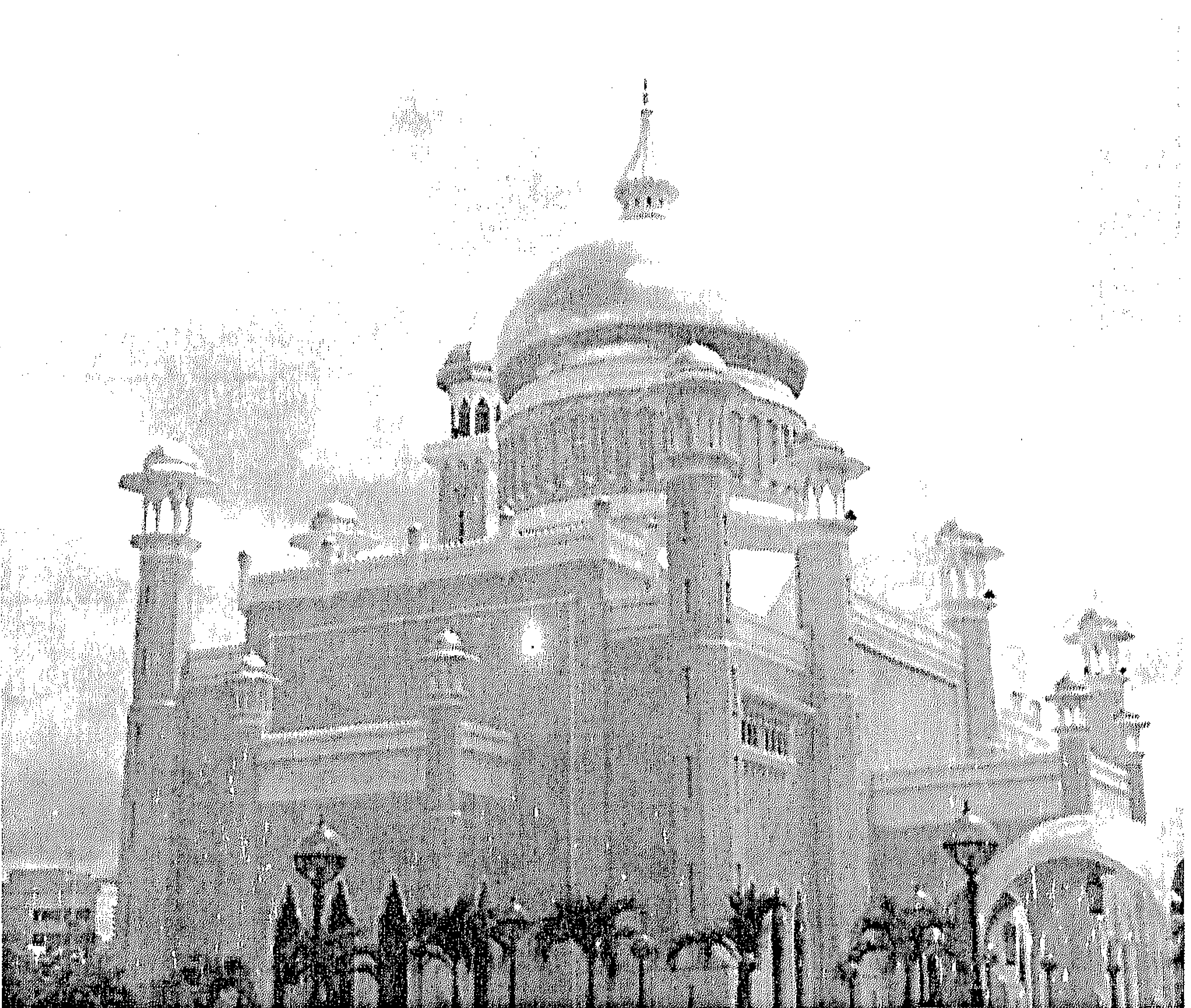
النظام الثالث للوحدات هو النظام المتري metric system (MKS). والوحدات الأساسية في النظام المتري هي المتر-الكيلوجرام-الثانية، حيث بدلاً من استخدام الكيلوجرام كوحدة للكتلة، مثل النظام الدولي للوحدات، فإن وحدة الكيلوجرام قوة kgF تستخدم على أساس أنها وحدة قوة. ولذلك فإن الإجهادات وحدتها كيلوجرام لكل سنتيمتر مربع kgF/cm^2.

وهذا النظام مستخدم كثيرًا في مصر، وكان مستخدمًا في الكود المصري للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٠م، وتم استبداله بنظام الوحدات الدولى وذلك في الكود المصري للخرسانة المسلحة الصادر عام ٢٠٠٧ ECOP-2007.

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿ وَأَنَّ ٱلْمَسَٰجِدَ لِلَّهِ فَلَا تَدْعُواْ مَعَ ٱللَّهِ أَحَدًا ﴾

[الجن: ١٨]



٤

الأحمال

هناك ثلاثة أنواع من الأحمال loads تؤثر على أسقف وأسطح أي مسجد، وهي كالتالي.

٤ـ١ الأحمال الميتة

٤ـ١ـ١ الوزن الذاتي للعناصر الإنشائية

(أ) البلاطة المصمتة

ذات سمك 12 cm على سبيل المثال.

الوزن الذاتي: $o.w = 0.12 \times 2.5 = 0.3 \ t/m^2$

حيث:

كثافة الخرسانة المسلحة: $\gamma_c = 2.5 \ t/m^3$

(ب) الوزن الذاتي للقبة

متوسط سمكها 12 cm مثلاً.

الوزن الذاتي: $o.w = 0.12 \times 2.5 = 0.3 \ t/m^2$

مكونات الوزن الذاتي للقبة

حيث إن القبة سطح دوراني، وليست من أنظمة الأسقف المسطحة، فإن تأثير الأحمال الميتة والذاتية معقد قليلاً، كما سوف يتم توضيحه لاحقًا. إن مكونات الحمل الميت والذاتي للبلاطة القبة dome slab هي كالتالي:

١. مركبة الحمل في الاتجاه القطري meridian.
٢. مركبة الحمل في الاتجاه الحلقي ring.
٣. مركبة الحمل في الاتجاه العمودي على السطح القشري.

وكما سبق أن علمنا، فإن أهم حمل ميت هو الوزن الذاتي للمنشأ، ويضاف إليه وزن الأرضيات. وباستخدام الرموز التالية:

g = الوزن الميت لكل وحدة مساحة من السطح.

$P_\phi =$ مركبة g في اتجاه المماس للاتجاه القطري.

$P_\theta =$ مركبة g في الاتجاه المماس للحلقة.

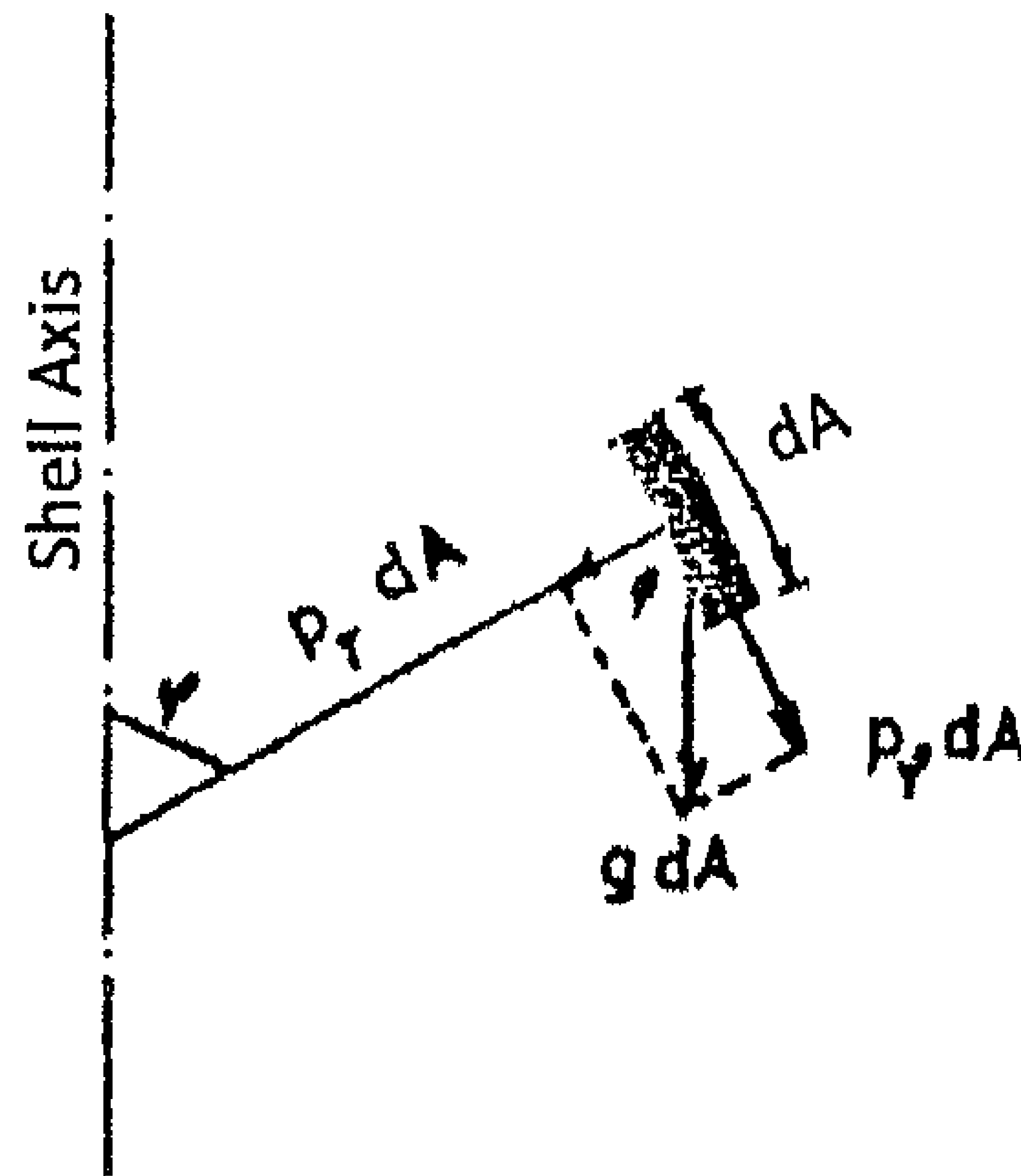
$P_r =$ مركبة g في الاتجاه العمودي لسطح القشرة.

سوف نحصل على الآتي (انظر الشكل ٤-١):

$$P_\phi = g\sin\phi$$

$$P_\theta = 0$$

$$P_r = g\cos\phi$$



الشكل ٤-١: قطعة نموذجية من السقف القشري

(ج) الوزن الذاتي للهرم

متوسط السمك 14 cm على سبيل المثال.

الوزن الذاتي: $o.w = 0.14 \times 2.5 = 0.35\ t/m^2$

٤-١-٢ وزن الأرضيات

في حالة بلاطات مصمتة مستوية قابلة للصعود عليها، نستخدم أرضيات بلاطات أسمنتية ذات وزن ذاتي $0.15\ t/m^2$ ، أو نستخدم أرضيات فينيل (فنالتكس) ذات وزن ذاتي $0.05\ t/m^2$ (غالبًا تستخدم في دور الميزانين).

أما في حالة أسقف أسطح roof نهائية، نستخدم أرضيات من البلاطات الأسمنتية أسفلها توجد خرسانات ميول أمطار، وتكون الأرضيات في هذه الحالات ذات وزن ذاتي في المتوسط $0.25\ t/m^2$.

أما إذا كان السطح على شكل قبة dome، فإن الأرضيات ذات وزن ذاتي $0.05\ t/m^2$.

أما إذا كان السطح هرمي pyramid roof، فإن الأرضيات تكون ذات وزن ذاتي $0.05\ t/m^2$.

ومن الممكن أن تكون الأرضيات flooring لأي سطح قبة عبارة عن 5 cm من الخرسانة الناعمة + 2 cm من البياض + طبقة عازلة للمياه. ولكن إذا كان لدينا بلاطات أسمنتية في بعض البلاد الغنية (مثل بلاط السيراميك)، فإن الأرضيات يصل وزنها إلى $100\ kg/m^2$.

أما إذا كان لدينا تشطيبات معمارية من السطح الداخلي للقبة، فإن وزن الأرضيات (خارجية وداخلية) يمكن أن يصل إلى $200\ kg/m^2$، لأنه من الممكن أن يكون هناك تشطيبات من الرخام الداخلي على سبيل المثال.

٤-١-٣ وزن النجفة الرئيسية لصحن المسجد

يوجد في القاعة الرئيسية للمسجد عادة نجفة رئيسية كبيرة الوزن، يمكن أن يصل وزنها من نصف طن إلى حوالي ثلاثة أطنان.

٤-٢ الأحمال الحية

إن الأحمال الحية live loads (L.L) المؤثرة على أسقف المسجد وأسطحه سوف تختلف كما يلي:

١. السطح النهائي للمسجد بنظام الكمرة–البلاطة (وغير القابل للصعود) سوف يكون قيمة الحمل الحي $100\ kg/m^2$.

٢. السطح النهائي للمسجد بنظام الكمرة–البلاطة (والقابل للصعود)، فإن الحمل الحي سوف يكون $200\ kg/m^2$ (بحيث لا يستخدم كسطح للصلاة فيه). أما إذا استخدم كسطح للصلاة فيه praying area، فيكون الحمل الحي $500\ kg/m^2$.

٣. المساحة المخصصة لصلاة النساء، يكون الحمل الحي $500\ kg/m^2$ (تم اعتبارها مساحة صلاة ذات مقاعد ثابتة، يُرجع في ذلك إلى الكود المصري للأحمال الصادر عام ١٩٩٣م، والطبعة الأخيرة لهذا الكود والصادرة عام ٢٠٠٣م).

٤. في حالة وجود مكتبة ملحقة بالمسجد، فإن الحمل الحي على السقف الحامل للمكتبة $500\ kg/m^2$.

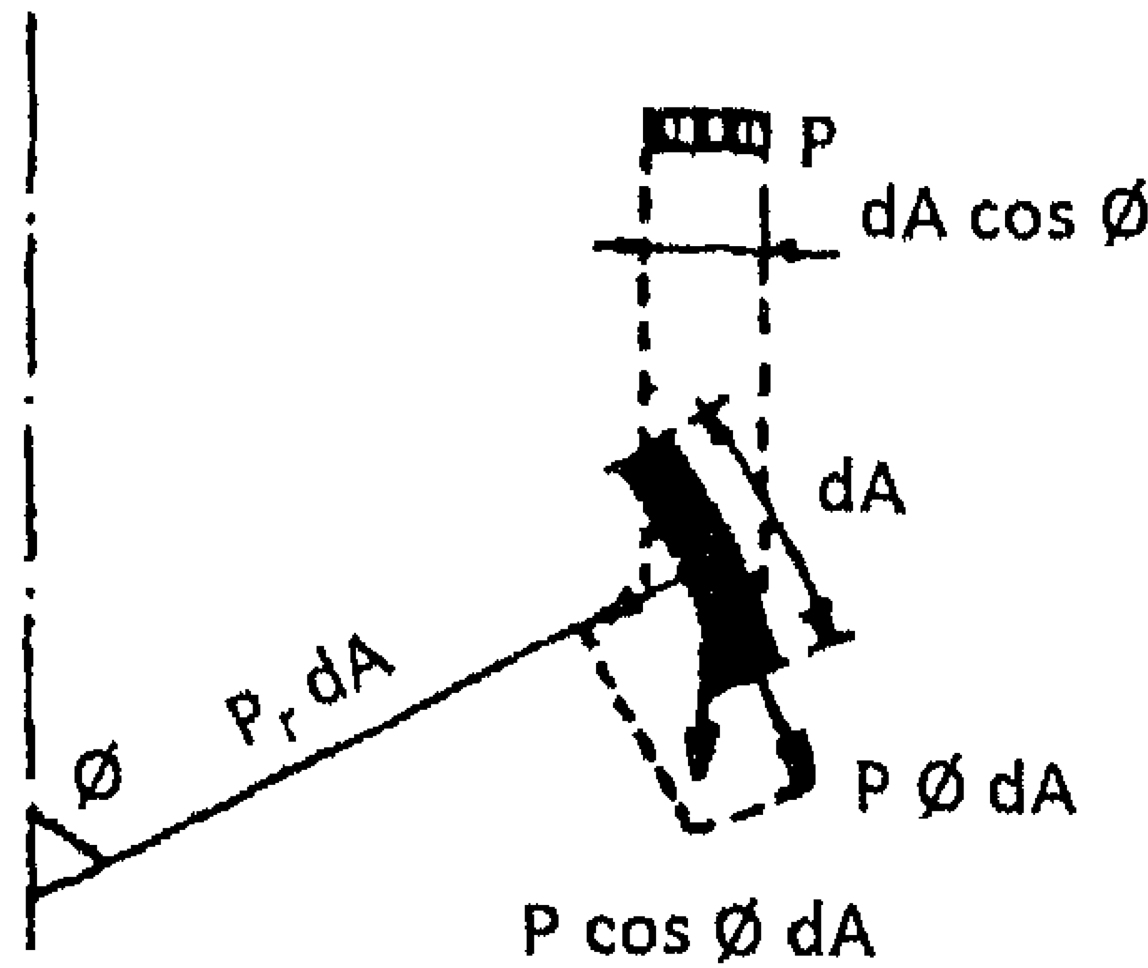
٥. السلالم الملحقة بالمسجد، فإن الحمل الحي عليها $400\ kg/m^2$ (مماثلة لحالة المدارس والمستشفيات).

٦. سطح القبة dome roof، إن الحمل الحي P يفترض عمومًا لكل متر مسطح على السطح الأفقي. وكما هو موضح في الشكل ٤-٢، يمكننا الحصول بسهولة على المعادلات الآتية:

$$P_\phi = P\sin\phi\cos\phi$$

$$P_\theta = 0$$

$$P_r = P\cos^2\phi$$



الشكل ٤-٢: قطعة نموذجية من السطح القشري

٤-٣ أحمال الرياح

إن أحمال الرياح في هذا الكتاب سوف تكون طبقًا للكود المصري للأحمال – إصدار عام ١٩٩٣م وعام ٢٠٠٣م، وكذلك كود الأحمال العالمي الأمريكي uniform building code (U.B.C) 1985.

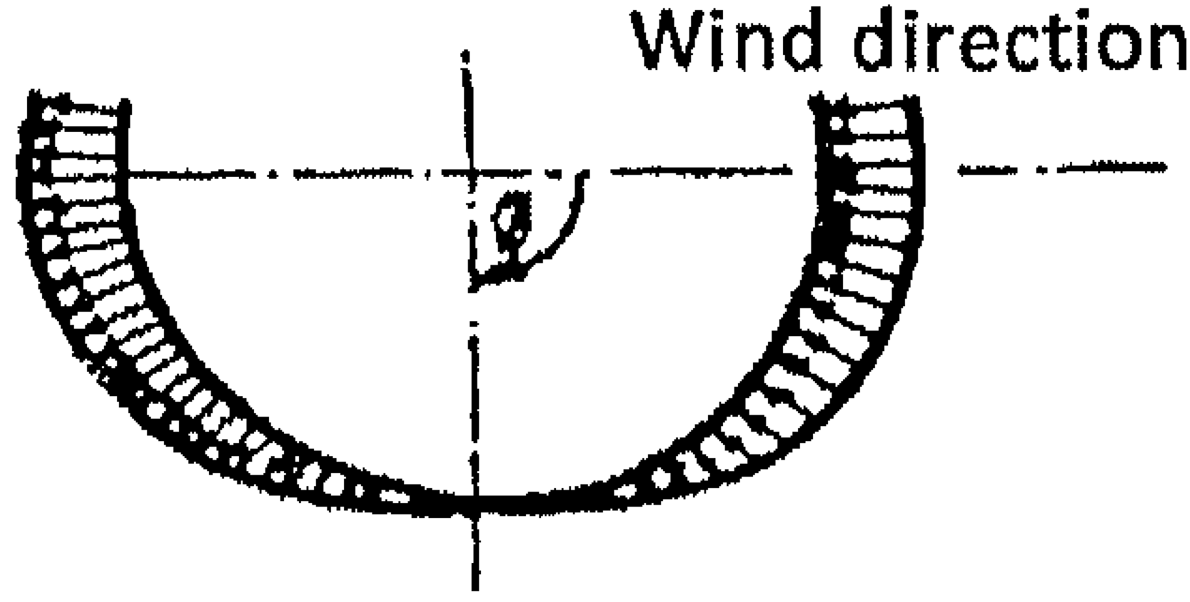
إن الأجزاء الرئيسية للمسجد التي سوف تتحمل أحمال الرياح وتتأثر بها بفعالية هي:

١. القبة dome.

٢. المئذنة minarete.

وسوف نناقش بالتفصيل أحمال الرياح وتحليلها على المئذنة وذلك في الباب الثامن من هذا الكتاب.

٤-٣-١ حمل الرياح على سطح قبة المسجد



الشكل ٤-٣: قطاع أفقي في القبة معرض للرياح

سوف نوضح أن أحمال الرياح على الأسطح القشرية تتكون من ضغط على السطح المواجه للرياح، وحمل شد (سحب) suction على السطح المقابل لسطح ضغط الرياح. ومحصلة الحمل المؤثرة على سطح القشرة هي المهمة في التصميم، والمؤثرة فعليًا على المبنى، لأن بقية مركبات قوى الرياح نتيجة قوة الاحتكاك friction عادة تكون محصلتها صفرية. ومن أجل حساب ضغط الرياح، فإن المصمم يمكنه استخدام المعادلات الآتية، والتي تكون عادة سهلة جدًا في التطبيق (انظر الشكل ٤-٣):

$$P_\phi = 0, \qquad P_\theta = 0, \qquad P_r = w \sin\phi \cos\theta$$

حيث w = كثافة حمل الرياح لكل متر مسطح عند السطح له زاوية:

$$\theta = 0, \qquad \phi = \pi/2$$

هذا التوزيع يمكن استخدامه للأسطح القشرية الاسطوانية والكروية. إن إنتاج مزيد من القوانين الدقيقة لأحمال الرياح سوف يزيد من صعوبة الحسابات، لذلك فإن المصمم يمكنه أن يفترض الآتي:

للسطح الكروي: $w = 0.26q$

للسطح الاسطواني: $w = 0.45q$

حيث q = قيمة الضغط المميز للرياح.

لجميع أنواع أسطح الدوران القشرية، فإن قيم الرياح يمكن أن يتم حسابها طبقًا لحالة شكل السطح، ولكن بين هاتين القيمتين الحديتين:

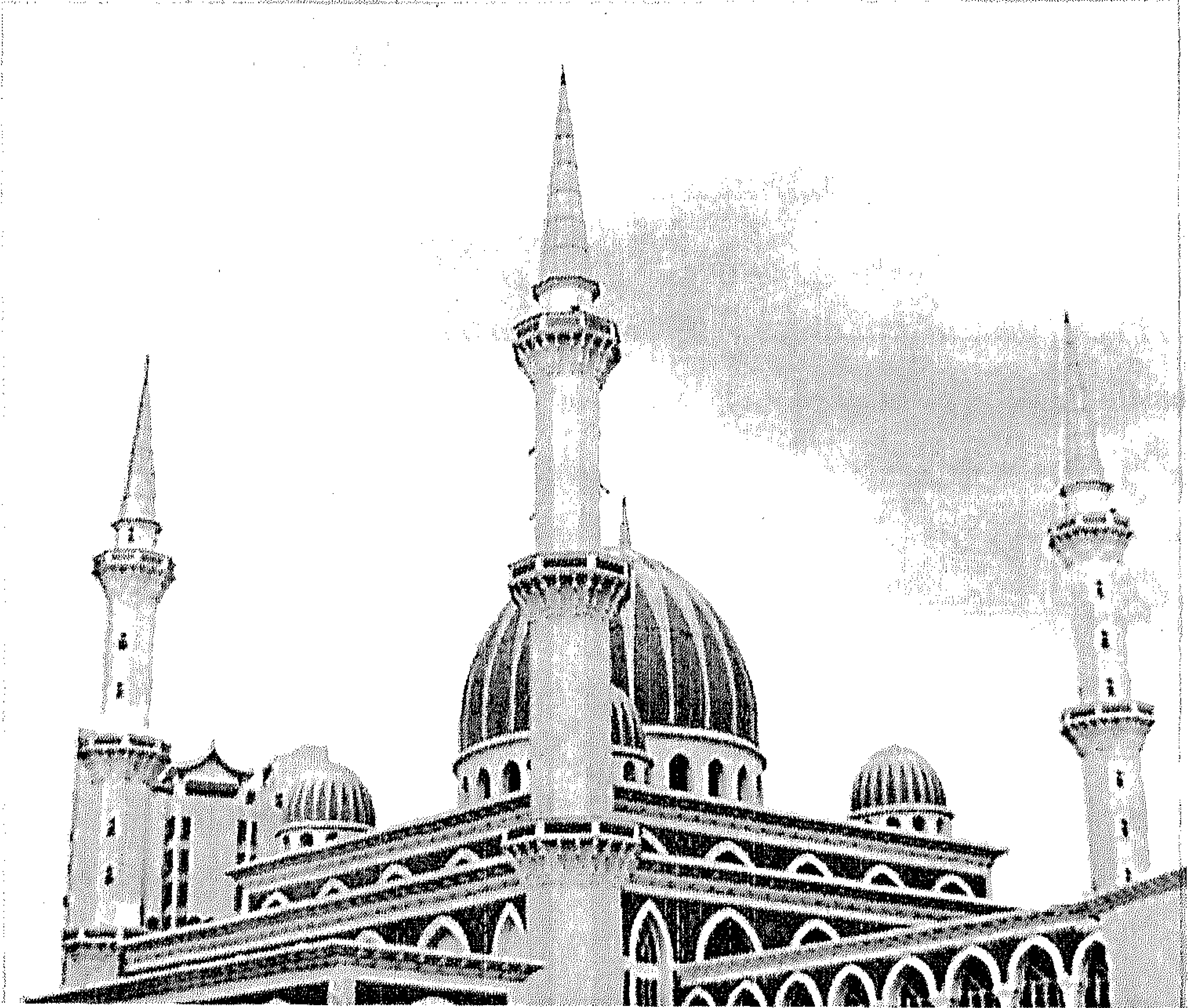
للسطح الكروي: $w = 0.26q$

للسطح الاسطواني: $w = 0.45q$

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿ ... وَأَقِيمُوا وُجُوهَكُمْ عِندَ كُلِّ مَسْجِدٍ وَادْعُوهُ مُخْلِصِينَ لَهُ الدِّينَ كَمَا بَدَأَكُمْ تَعُودُونَ ﴾

[الأعراف: ٢٩]



٥

سقف المسجد ذو الكمرات الرئيسية والثانوية

كما ذكرنا في الباب الأول، فإن القاعة الرئيسية للمسجد يمكن تغطيتها بواحد من الأنظمة التالية:

١. قبة المسجد dome.
٢. هرم متساوي الأوجه equal pyramid.
٣. هرم غير متساوي الجوانب unequal pyramid.
٤. كمرات رئيسية girders يتحمل عليها كمرات ثانوية secondary beams.
٥. الكمرات المتقاطعة متساوية العمق punnelled beams.
٦. الإطارات المتقاطعة متساوية العمق punnelled frames.
٧. إطارات خرسانية (أحادية الطابق) one storey.
٨. إطارات خرسانية ذات طابقين (لتحميل دور زائد لصلاة النساء).

وسوف نشرح كل نظام وتطبيقاته على حدة في كل باب من أبواب الكتاب التالية. بالنسبة لسقف المسجد ذو الكمرات الرئيسية والثانوية، فإن هذا النوع من المساجد يستخدم بكثرة لأنه نظام اقتصادي وسهل التنفيذ. إن الشكل الرئيسي لهذا المسجد يعتمد على تخشين lantern المسجد، والتي عادة ما تكون سقف مسطح flat plate يرتكز على عدة كمرات محيطة، والتي بدورها على أعمدة قصيرة posts. وهذه الأعمدة القصيرة محملة بدورها على كمرة رئيسية تمتد بين الأعمدة الرئيسية لصحن المسجد. وسوف نشرح هذا النوع بالتفصيل في المثال المحلول التالي.

مثال ٥-١: مطلوب تصميم سقف المسجد الموضح بالرسومات المعمارية من الشكل (٥-١) إلى الشكل (٥-٨). إن النظام الإنشائي سوف نختاره عبارة عن كمرات رئيسية محمل عليها كمرات ثانوية. إن تخشين فانوس المسجد سوف يكون من النوع المسطح من جهة الناحية السفلية lower fibre، ولكن يكون له ميل خفيف عند السطح العلوي وذلك للمساعدة في صرف مياه الأمطار.

المعطيات

$C_{cu} = 250 \ kg/cm^2$

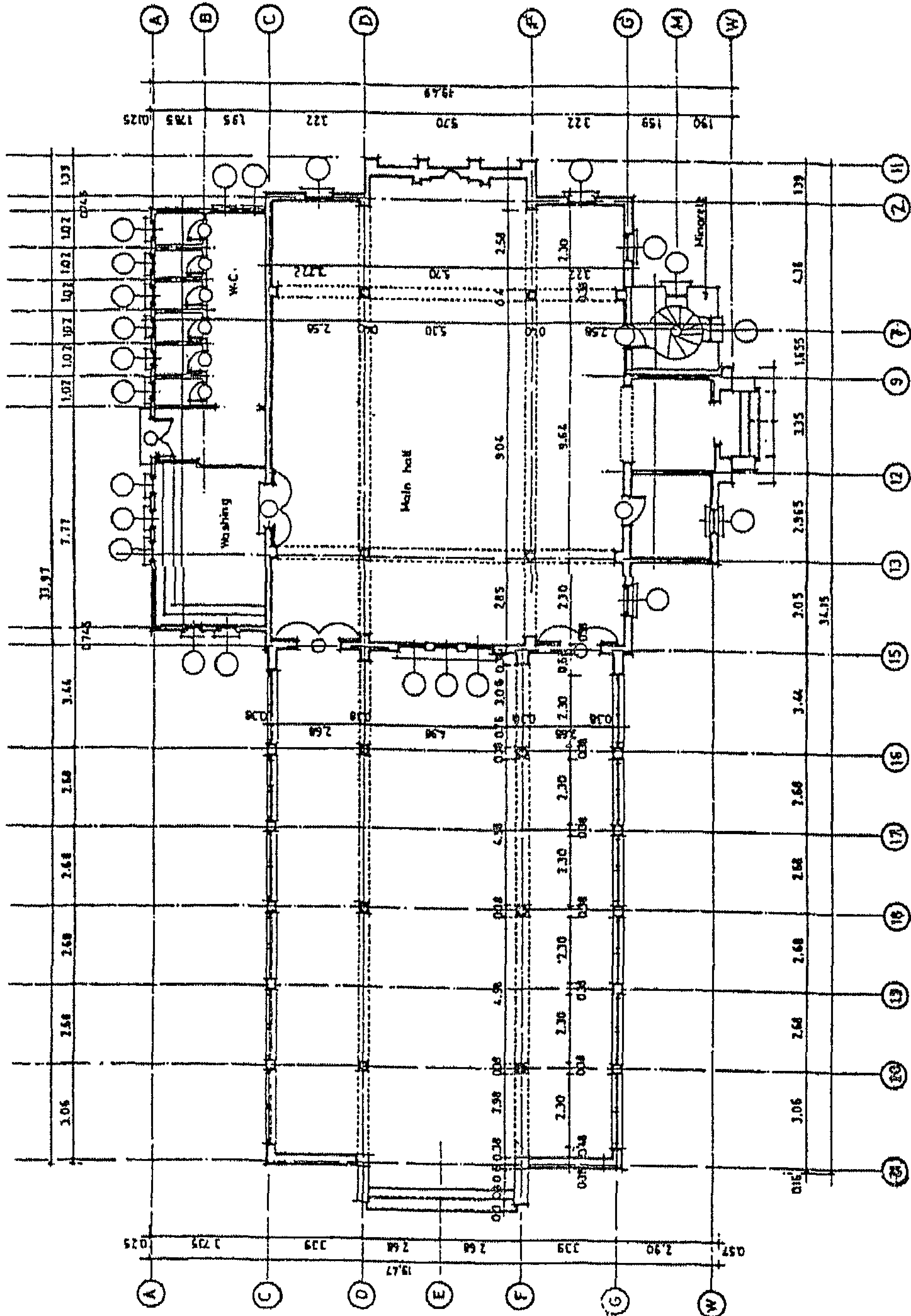
steel 24/37

الحمل الحي $= 100 \ kg/m^2$ (غير قابل للصعود)

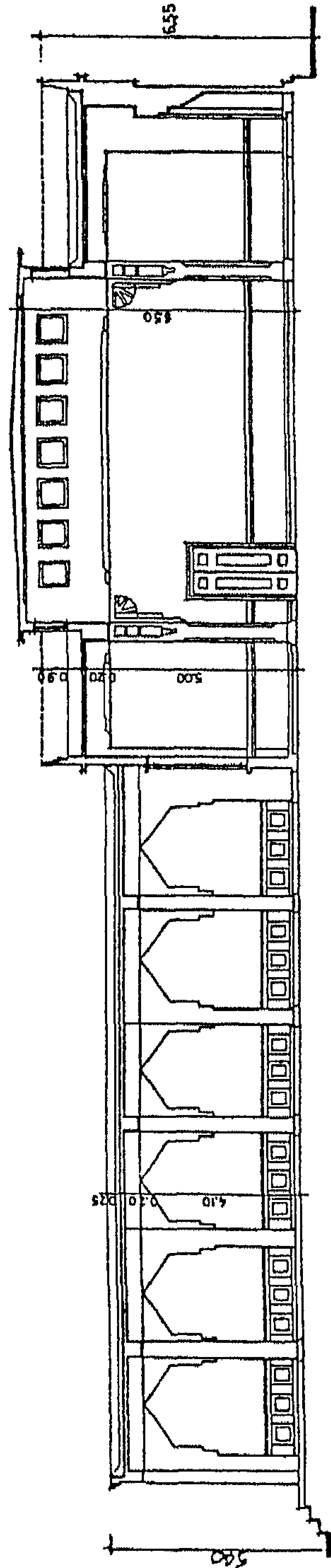
الأرضيات $= 250 \ kg/m^2$

وزن البلاطة $= 300 \ kg/m^2$ (السمك المتوسط 12 cm)

مجموع الأوزان $= 650 \ kg/m^2$

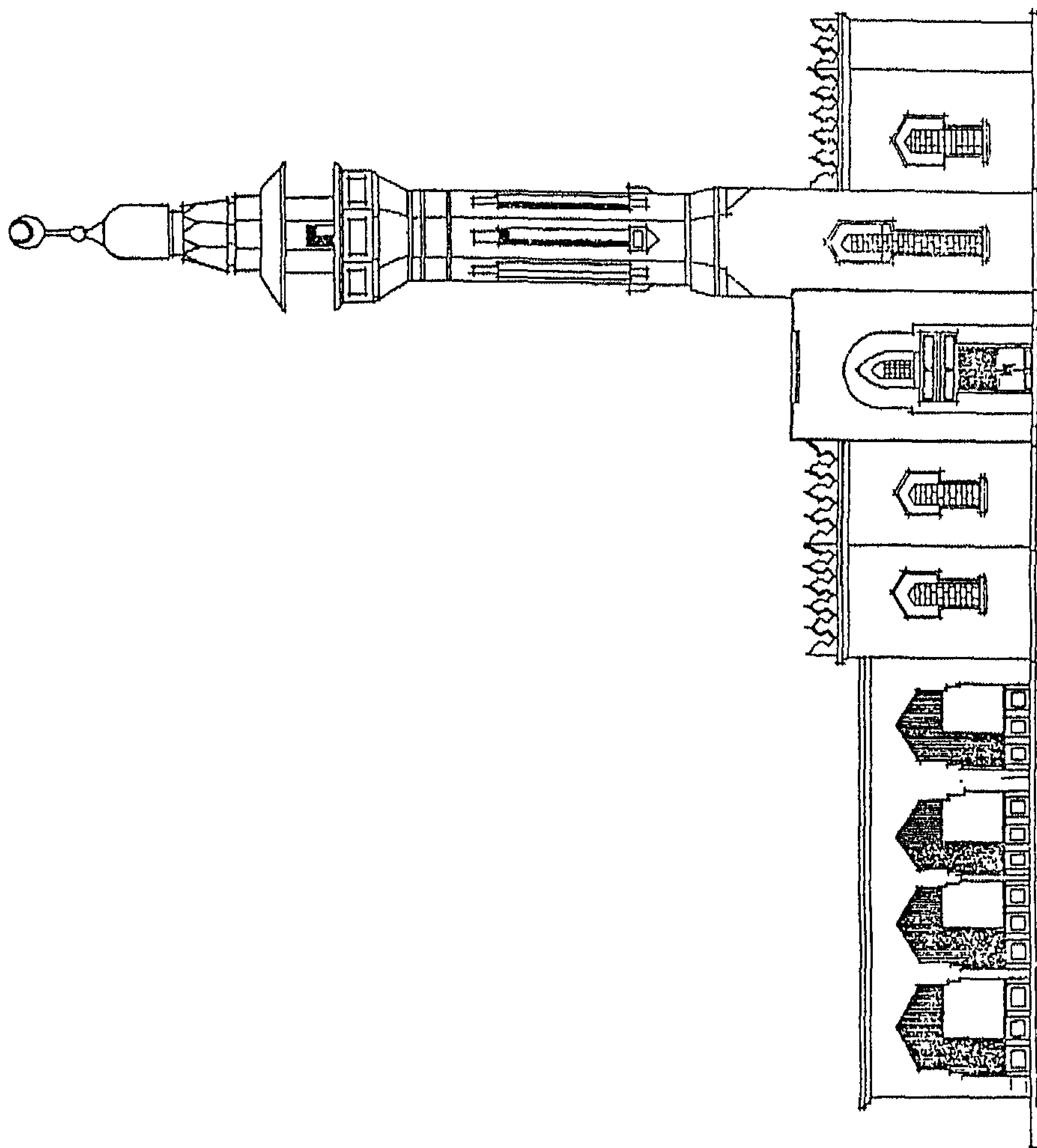


الشكل ٥-١: مسقط أفقي معماري للدور الأرضي

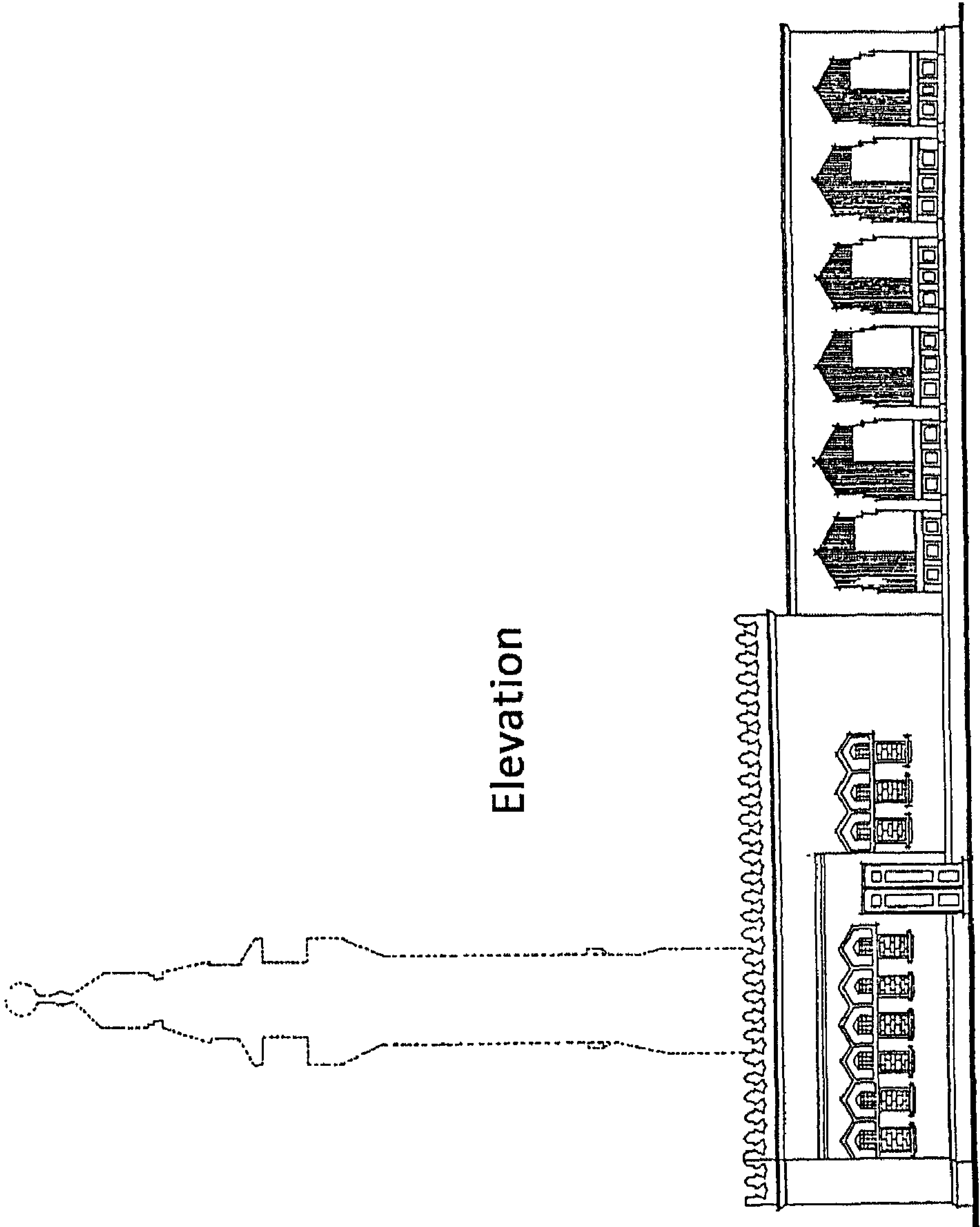


Longitudinal section

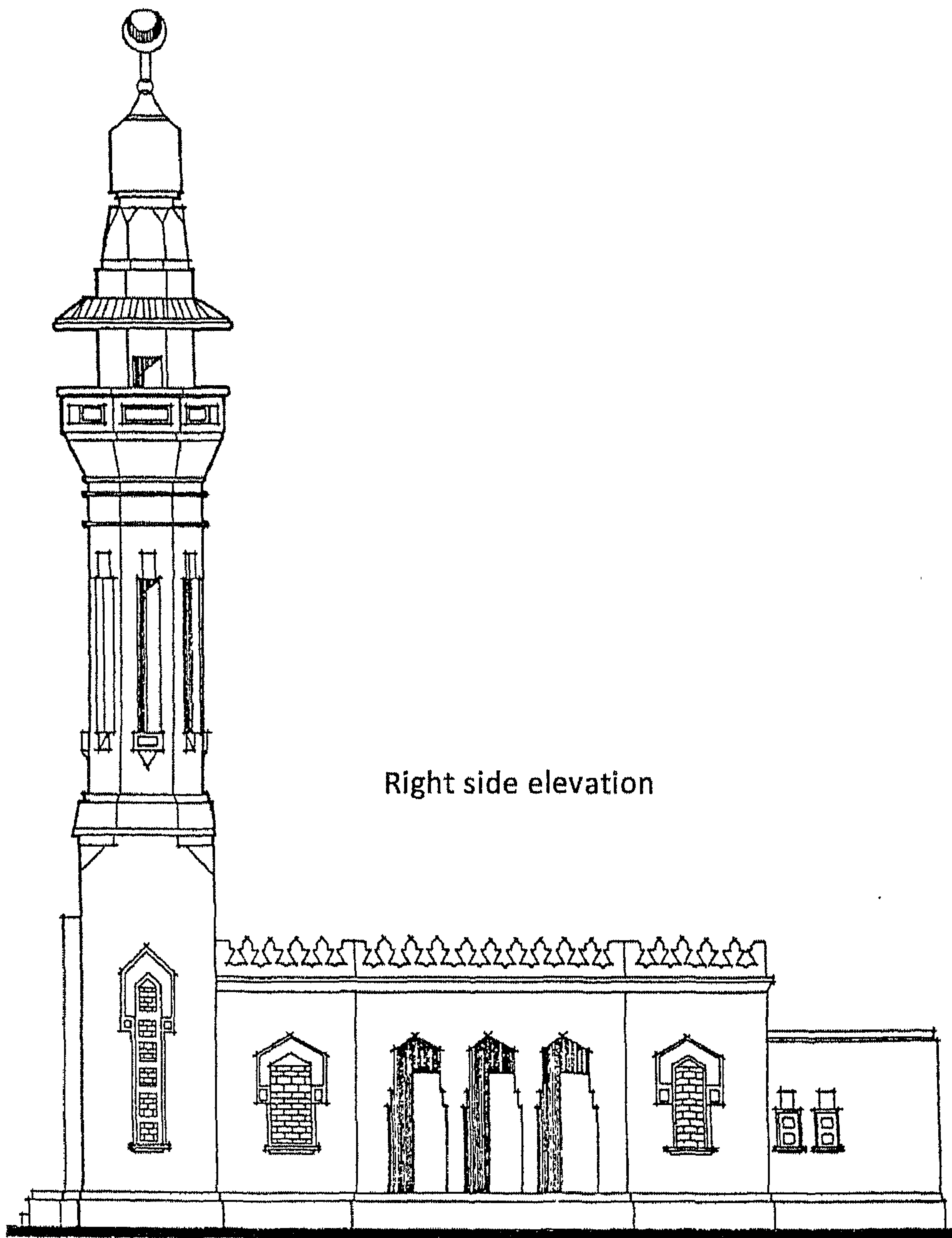
الشكل ٥-٢: قطاع طولي



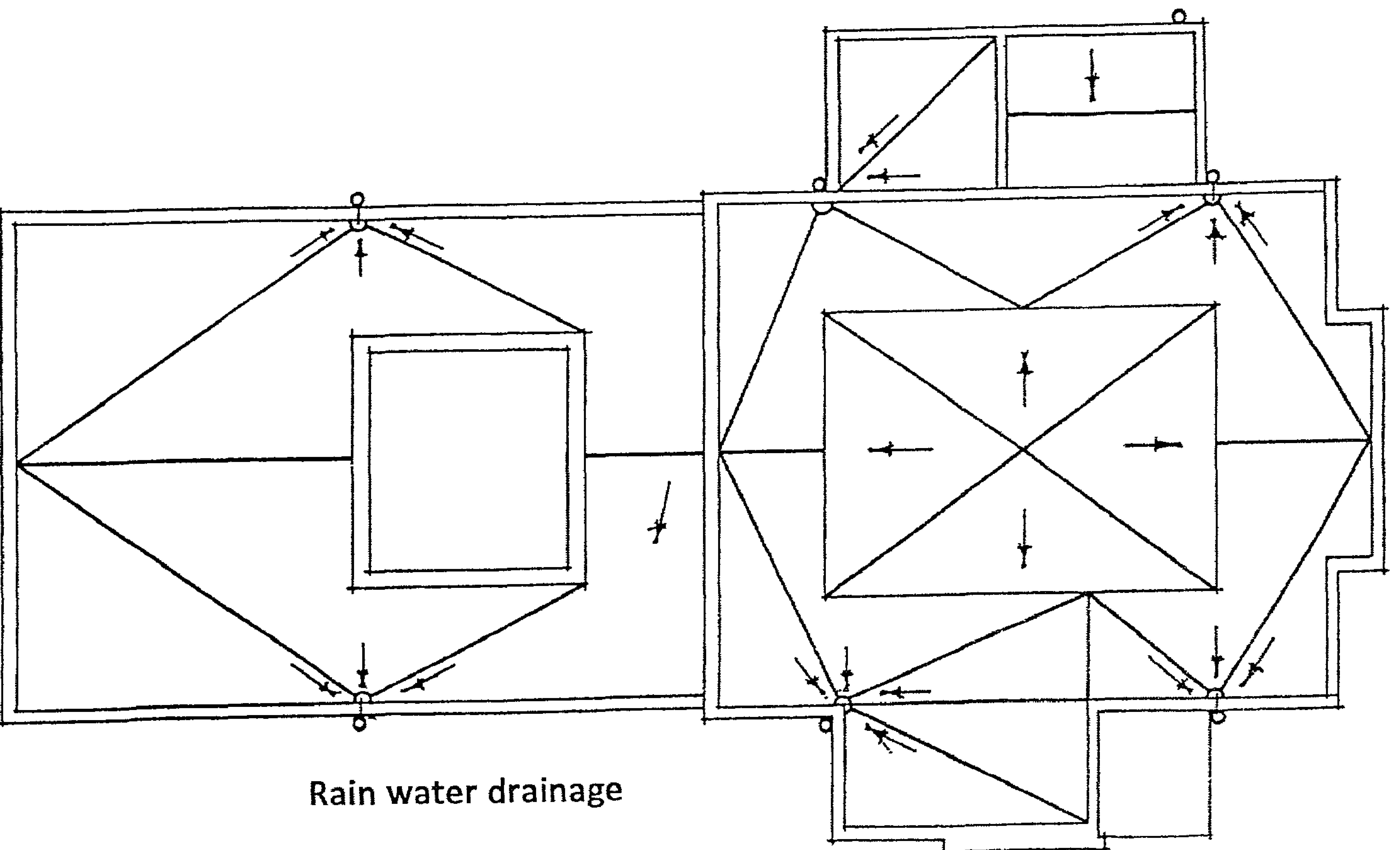
الشكل ٥-٣: واجهة رئيسية



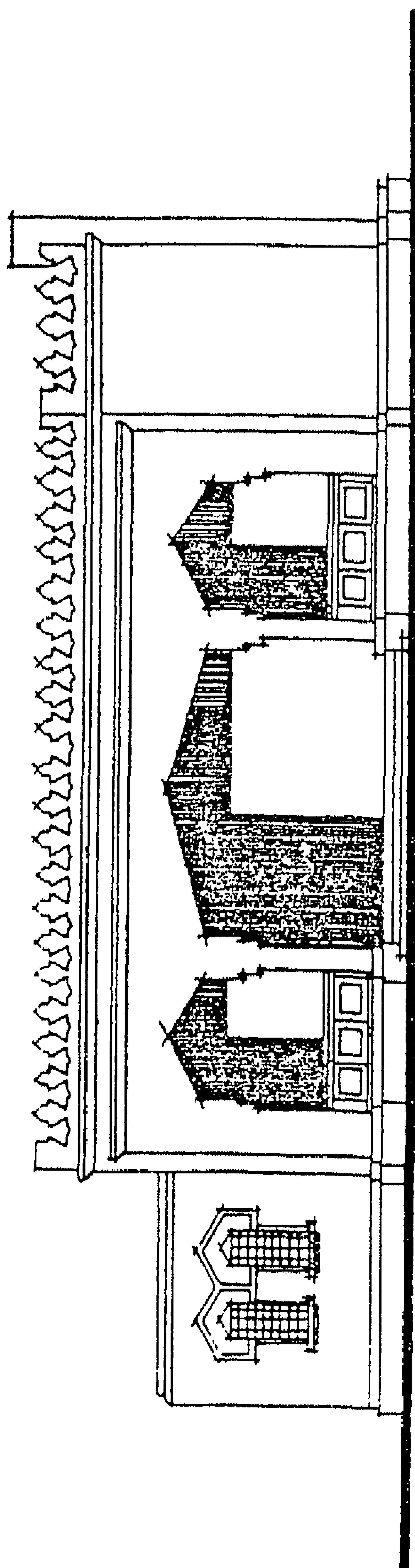
الشكل ٥-٤: واجهة خلفية



الشكل ٥-٥: واجهة من جهة اليمين

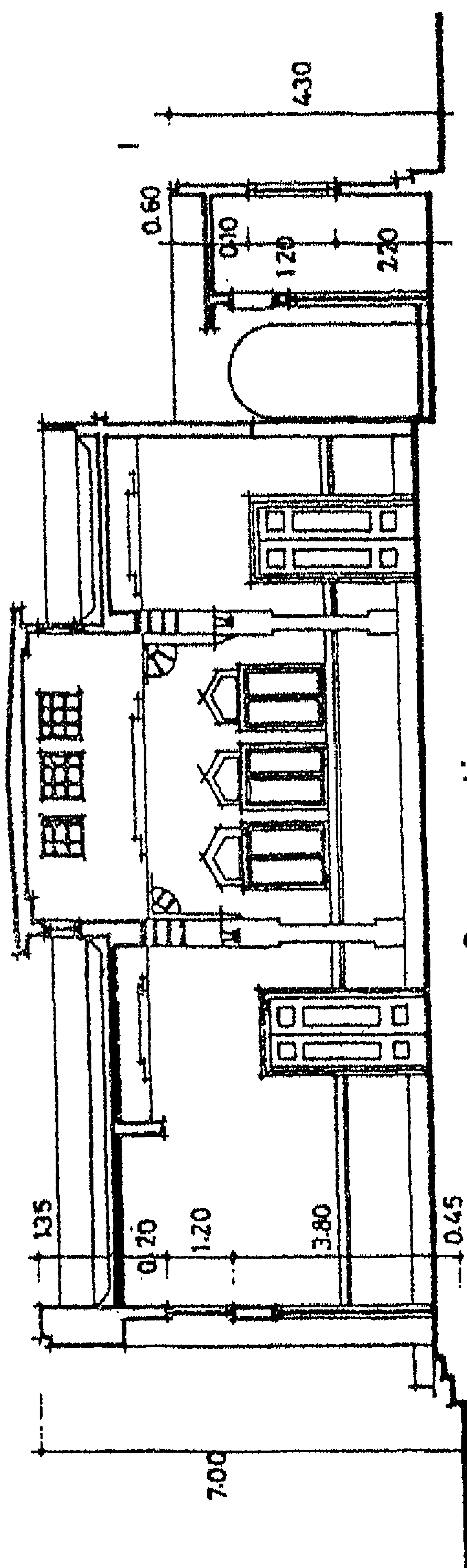


الشكل ٦-٥: مسقط أفقي السطح لبيان صرف المطر



Left side elevation

الشكل ٥-٧: واجهة جانبية (من جهة اليسار)



Cross section

الشكل ٨-٥: قطاع رأسي

الحـل

خطوات التصميم الإنشائي

١. اختر مواضع الأعمدة.

٢. يتم تقسيم سقف المسجد كله بواسطة كمرات ثانوية وكمرات رئيسية، حتى يتم تقسيم بلاطة السقف إلى مجموعة بلاطات ذات مساحات صغيرة، تكفي للحصول على تخانة اقتصادية للبلاطة الخرسانية السقف، وكذلك مساحات حديد تسليح اقتصادية التكلفة.

٣. إن فانوس السقف في المسجد سوف يتم تحميله على أعمدة قصيرة، سوف ترتكز بدورها على الكمرة الرئيسية.

٤. يتم تصميم بلاطات السقف لتحمل الأحمال التالية:

(سقف غير قابل للصعود) الحمل الحي $=100\ kg/m^2$

(أرضيات سطح نهائي) حمل الأرضيات $=200\ kg/m^2$

وذلك لوجود خرسانة عادية للميول اللازمة لصرف مياه الأمطار.

بالإضافة إلى الوزن الذاتي لبلاطة السقف، بافتراض سمكها 12 cm:

$$o.w = 0.12 \times 2.5 = 0.3\ t/m^2$$

٥. صمم الكمرات لحمل أحمال البلاطات والسور البالغ ارتفاعه 1.0 m، مصنوعة من بلوكات خرسانية خفيفة الوزن، بأبعاد 25 cm × 12 × 6، وذات سمك 25 cm، وذات كثافة $350\ kg/m^2$ لسمك 25 cm، $200\ kg/m^2$ لسمك 12 cm، وهذه الكثافة تشمل وزن البياض.

٦. صمم الكمرة الرئيسية G_1 لحمل أحمال البلاطة وأحمال مركزة نتيجة الأعمدة القصيرة المركزة الحاملة لتخشين السقف.

٧. صمم الأعمدة لحمل أحمال ردود أفعال الكمرات.

٨. صمم السملات لحمل أحمال الحوائط بنفس أوزان وكثافات حوائط الأسوار ومرايا السقف parabets.

٩. صمم الأساسات مع العلم بأن إجهاد تحمل التربة الصافي الآمن $1.25\ kg/cm^2$.

١٠. ارسم مساقط أفقية إنشائية وجميع التفاصيل الإنشائية الضرورية وجميع الجداول الضرورية لكل من الكمرات والسملات والأعمدة والأساسات وتسليح البلاطات وخلافه.

١١. يجب عليك تنظيم رسوماتك الهندسية الإنشائية في شكلها النهائي، مع كتابة كافة الملاحظات التنفيذية الضرورية على اللوحات الإنشائية.

تصميم البلاطات

✪ البلاطة S_1 : بلاطة مصمتة ذات اتجاهين 5.0 × 5.0.

$$r = \frac{5.0}{5.0} = 1.0$$

$$\alpha = 0.35$$

$$\beta = 0.35$$

$$M_\alpha = 0.35 \times 0.65 \times \frac{5^{-2}}{10} = 0.56 \ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

$$= M_\beta$$

$$d = 0.313\sqrt{\frac{0.56 \times 10^5}{100}} = 7.41 \text{ cm}$$

$$t = 12.0 \text{ cm}$$

$$A_{s_\alpha} = \frac{0.56 \times 10^5}{1250 \times 10} = 4.48 \ \text{cm}^2/\text{m}^{\backslash} \qquad 6\phi 10/\text{m}^{\backslash}$$

$$A_{s_\beta} = \frac{0.56 \times 10^5}{1250 \times 9} = 4.98 \ \text{cm}^2/\text{m}^{\backslash} \qquad 7\phi 10/\text{m}^{\backslash}$$

نأخذ: $A_{s_\alpha} = A_{s_\beta} = 7\phi 10/\text{m}^{\backslash}$

✪ البلاطة S_2 : بلاطة ذات اتجاهين 3.25 × 5.25.

$$r = \frac{5.25}{3.25} = 1.62$$

$$\alpha = 0.66$$

$$\beta = 0.13$$

$$M_\alpha = 0.65 \times 0.66 \times \frac{5.25^{-2}}{10} = 0.45 \ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

$$M_\beta = 0.65 \times 0.13 \times \frac{5.25^{-2}}{10} = 0.23 \ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

$$d = 0.33\sqrt{\frac{0.45\times10^5}{100}} = 7.0 \text{ cm}$$

$$t = 10.0 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.45\times10^5}{1250\times8.5} = 4.23 \text{ cm}^2 \qquad 6\phi10/m'$$

☼ البلاطة S_3 : بلاطة ذات اتجاهين 3.5×3.0.

$$M_\beta = 0.65\times0.29\times\frac{3.5^2}{10} = 0.23 \text{ m.t/m}'$$

$$A_{s_\alpha} = A_{s_\beta} = \frac{0.23\times10^5}{1250\times7.5} = 2.46 \text{ cm}^2 \qquad 6\phi8/m'$$

☼ البلاطة S_4 : بلاطة ذات اتجاه واحد 3.0 m.

$$M = 0.65\times\frac{3^2}{8} = 0.73 \text{ m.t/m}'$$

$$d = 0.33\sqrt{\frac{0.73\times10^5}{100}} = 8.2 \text{ cm}$$

$$t = 12.0 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.73\times10^5}{1250\times10.5} = 5.56 \qquad 8\phi10/m'$$

☼ البلاطة S_5 : بلاطة ذات اتجاهين 6.0×3.5.

$$A_{s_\alpha} = 7\phi10/m'$$

$$A_{s_\beta} = 6\phi8/m'$$

☼ البلاطة S_6 : بلاطة ذات اتجاهين 5.25×3.5.

$$r = \frac{5.25}{3.5} = 1.5$$

$$\alpha = 0.6$$

$$\beta = 0.16$$

$$M_\alpha = 0.6\times0.65\times\frac{5.25^{-2}}{8} = 0.6 \text{ m.t/m}'$$

$$M_\beta = 0.16\times 0.65\times \frac{5.25^{-2}}{10} = 0.26 \ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

$$t = 12.0 \text{ cm}$$

$$A_{s_\alpha} = 6\phi 10/\text{m}^{\backslash}$$

$$A_{s_\beta} = 6\phi 8/\text{m}^{\backslash}$$

۞ **البلاطة S_7 : بلاطة ذات اتجاهين 4.5 × 5.75.**

$$r = \frac{5.75}{4.5} = 1.27$$

$$\alpha = 0.5$$

$$\beta = 0.21$$

$$M_\alpha = 0.5\times 0.65\times \frac{4.5^{-2}}{8} = 0.82 \ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

$$M_\beta = 0.21\times 0.65\times \frac{5.75^{-2}}{8} = 0.56 \ \text{m.t/m}^{\backslash}$$

$$t = 12.0 \text{ cm}$$

$$A_{s_\alpha} = \frac{0.82\times 10^5}{1250\times 10.5} = 6.24 \ \text{cm}^2/\text{m}^{\backslash} \qquad 6\phi 13/\text{m}^{\backslash}$$

$$A_{s_\beta} = \frac{0.56\times 10^5}{1250\times 10.5} = 4.27 \ \text{cm}^2/\text{m}^{\backslash} \qquad 6\phi 10/\text{m}^{\backslash}$$

تصميم الكمرات

عرض جميع الكمرات يجب أن يحقق المتطلبات المعمارية، لذلك يجب عليك التأكد من أن جميع المتطلبات الواردة في اللوحات للقطاعات المعمارية والواجهات المعمارية، ومطابقة ذلك مع اللوحات الإنشائية بمعرفة المهندس المعماري المختص بالمشروع. ونبدأ الآن بتصميم كمرات شخشيخة السلم.

۞ **تصميم كمرات شخشيخة السلم:**

۞ **الكمرة B_1 :**

$$W = 0.3 + 0.6\times \frac{3}{2}\times 2 = 2.1 \ \text{t/m}^{\backslash}$$

$$M = 2.1 \times \frac{5.7^{-2}}{8} = 8.53 \text{ m.t}$$

۞ القطاع T :

حساب حديد التسليح:

$$A_s = \frac{8.53 \times 10^5}{1200 \times 46} = 15.79 \text{ cm}^2$$ $6\phi 19/m^{\backslash}$

۞ الكمرة B_2 :

$$W = 0.3 + 0.6 \times \frac{3}{2} + 0.6 \times 0.3 = 1.38 \ t/m^{\backslash}$$

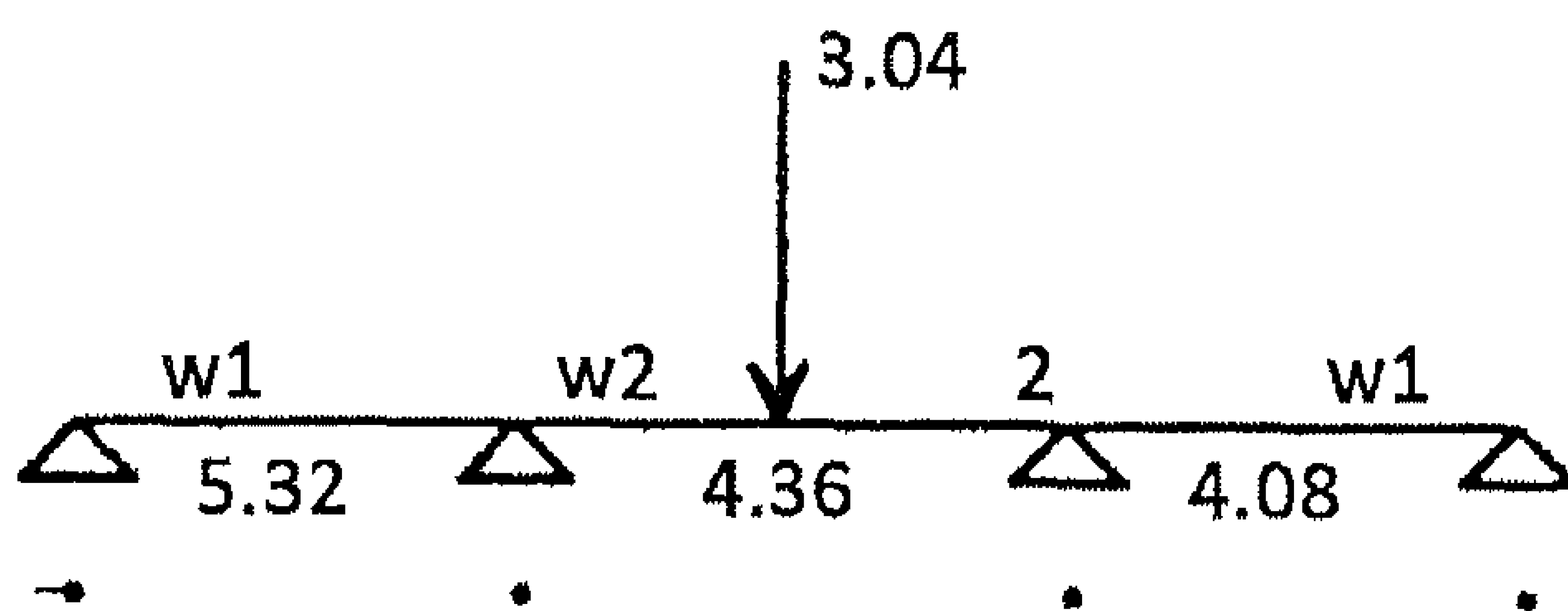
$$M = 1.38 \times \frac{5.7^{-2}}{8} = 5.6 \text{ m.t}$$

حساب حديد التسليح:

$$A_s = 10.37 \text{ cm}^2$$ $4\phi 19/m^{\backslash}$

۞ تصميم كمرات سقف المسجد:

۞ الكمرة B ، المحور A-A :



الشكل ٥-٩: تحميل الكمرة

$$W_1 = 0.65 \times 1.9 \times 0.85 + 0.3 + 0.15 = 1.5 \ t/m^{\backslash}$$

$$W_2 = 0.60 \times \frac{2.32}{2} \times 0.5 + 0.3 + 0.15 = 0.8 \ t/m^{\backslash}$$

$$M_1 = 1.5 \times \frac{5.32^{-2}}{10} = 4.25 \text{ m.t}$$

$25 \times 50 \rightarrow 4\phi 16$

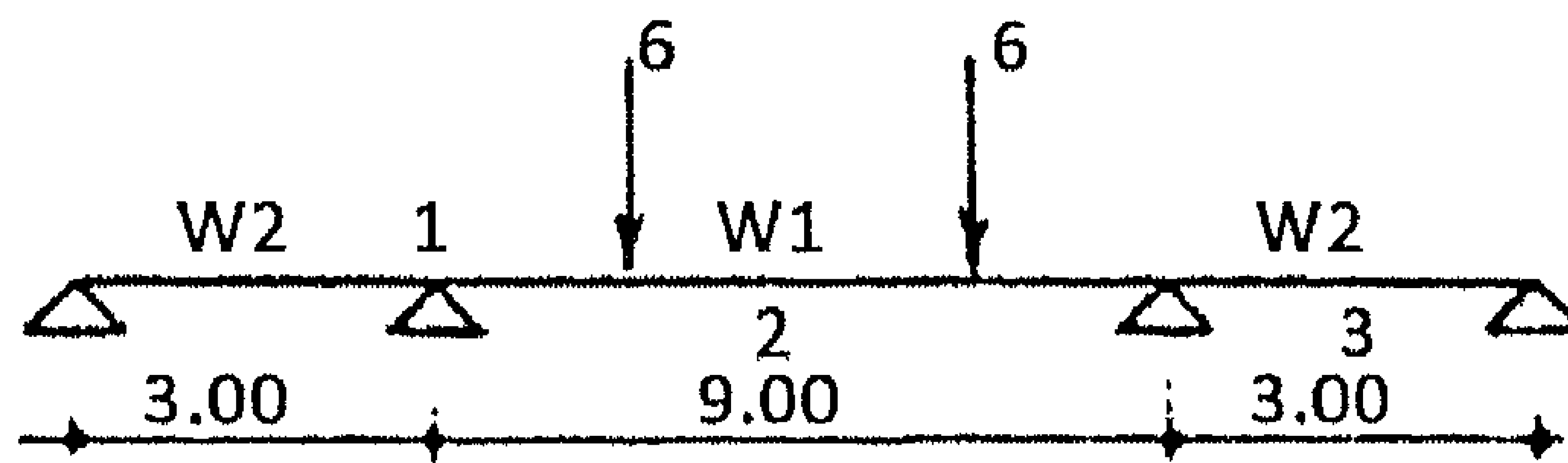
$$M_2 = 1.5 \times \frac{4.08^{-2}}{10} = 2.5 \text{ m.t}$$

$25 \times 50 \rightarrow 4\phi 13$

$$M_{max}^{+ve} = \left(\frac{3.04 \times 4.36}{4} + 0.8 \times \frac{4.36^{-2}}{8} \right) \times 0.8 = 4.17 \text{ m.t}$$

$25 \times 50 \rightarrow 4\phi 16$

الكمرة B ، المحور D-D :



الشكل ٥-١٠: تحميل الكمرة

$$W_1 = 0.65 \times 1.6 + 0.5 + 0.3 = 1.84 \ t/m^{\backslash}$$

$$W_2 = 0.6 \times 1.6 \times 0.67 + 0.5 = 1.14 \ t/m^{\backslash}$$

$$M_1^{-ve} = \left(1.84 \times \frac{9^2}{8} + 6 \times 3 \right) \times 0.8 = 29.3 \text{ m.t}$$

$$M_2^{+ve} = M^{-ve} = 29.3 \text{ m.t}$$

$$M_3^{+ve} = 1.14 \times \frac{3^2}{10} = 1.026 \text{ m.t}$$

$$d = 0.228 \sqrt{\frac{29.3 \times 10^5}{40}} = 61.71 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0.4$$

نأخذ: $b \times t = 40 \times 65$

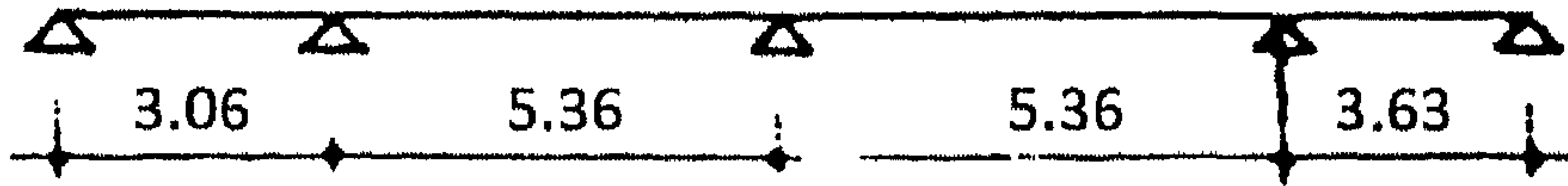
$$A_s = \frac{29.3 \times 10^5}{1200 \times 61} = 40.02 \text{ cm}^2 \qquad 8\phi 25$$

$$Q = (6 + 1.84 \times 4.5) \times 1.2 = 17.13 \text{ t}$$

$$q = \frac{17.13 \times 1000}{0.87 \times 40 \times 61} = 8.07 \ kg/cm^2 < 9$$ (آمن)

نأخذ أيضًا كانات بالحد الأدنى $5\phi 8/m^{\backslash}$ بفرعين.

✪ الكمرة B ، المحور $C^{\backslash}-D^{\backslash}$ ، H-H :



الشكل ٥-١١: بحور الكمرة

$$W_1 = 0.60\times\frac{3.39}{2}\times 0.9 + 0.65\times\frac{5.36}{2}\times 0.67 + 0.5 = 2.58\ t/m^{\backslash}$$

$$W_2 = 0.6\times 2\times\frac{3.3}{2}\times 0.67 + 0.5 = 1.83\ t/m^{\backslash}$$

$$M_1 = 2.58\times\frac{5.36^2}{10} = 7.41\ m.t$$

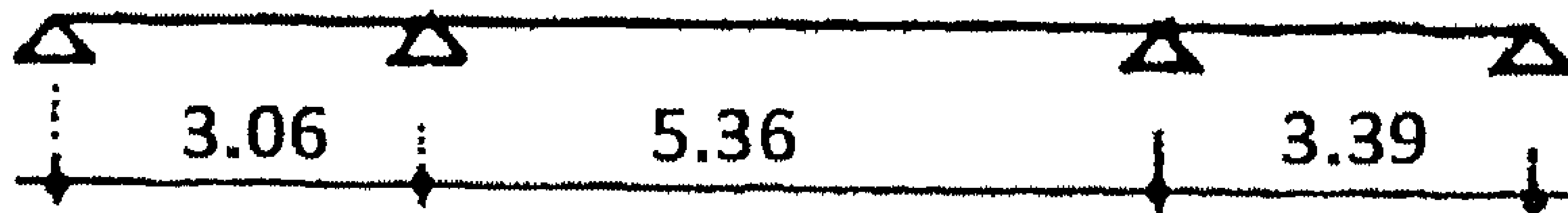
$$M_2 = 1.83\times\frac{3.06^2}{10} = 1.71\ m.t$$

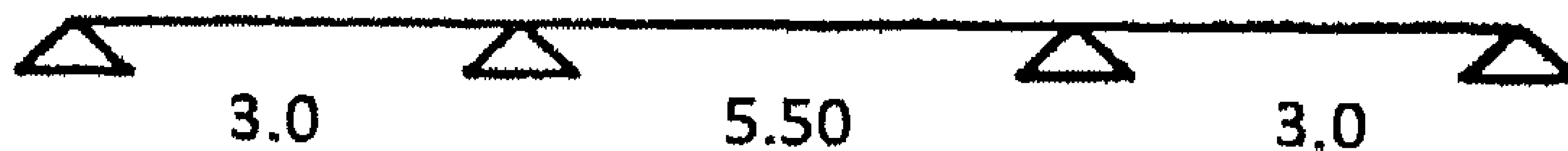
$$d = 0.28\sqrt{\frac{7.4\times 10^5}{38}} = 39.1\ cm$$

38×50

$$A_s = \frac{7.41\times 10^5}{1250\times 45} = 13.49\ cm^2$$ $5\phi 19$

✪ الكمرة B ، المحور 18، 16، 20:





الشكل ٥-١٢: بحور الكمرة

$$W = 0.65\times\frac{5.36}{2}\times 2\times 0.67 + 0.5 = 2.83\ t/m^{\backslash}$$

$38\times 50 \rightarrow 6\phi 19$

$$W = 0.5 + 0.3 \times 1 + 0.6 \times \frac{3.3}{2} \times 0.9 = 1.7 \ t/m'$$

$$M = 1.7 \times \frac{5.5^{-2}}{10} = 5.11 \ m.t$$

$$A_s = 7.1 \ cm^2$$

نأخذ: $38 \times 65 \ (4\phi19)$

تصميم القواعد

۞ P_1 (12 tons):

$$F_{bearing} \text{(net safe)} = 1.25 \ kg/cm^2$$

نختار قواعد منفصلة.

۞ القاعدة F_1 (حساب أبعاد القاعدة المنفصلة): الخرسانة العادية

$$A_{P.C} = \frac{12 \times 1.15}{12.5} = 1.5 \ m^2$$

$$F_{contact} = \frac{12}{0.7 \times 0.7} = 25 \ t/m^2$$

۞ P_2 (16 tons):

۞ القاعدة F_2:

$$A_{P.C} = \frac{16 \times 1.15}{12.5} = 1.47 \ m^2$$

$$1.30 \times 1.30 \times 0.4$$

$$A_{R.C} = 0.9 \times 0.9 \times 0.4$$

لكل اتجاه: $6\phi13$

۞ P_3 (21 tons):

۞ القاعدة F_3:

$$A_{P.C} = \frac{21 \times 1.15}{12.5} = 1.93 \ m^2$$

$1.50\times1.50\times0.4$

$A_{R.C}=1.1\times1.1\times0.4$

لكل اتجاه: $8\phi13$

✪ P_4 (28 tons):

✪ القاعدة F_4 :

$$A_{P.C}=\frac{28\times1.15}{12.5}=2.576$$

$1.7\times1.7\times0.4$

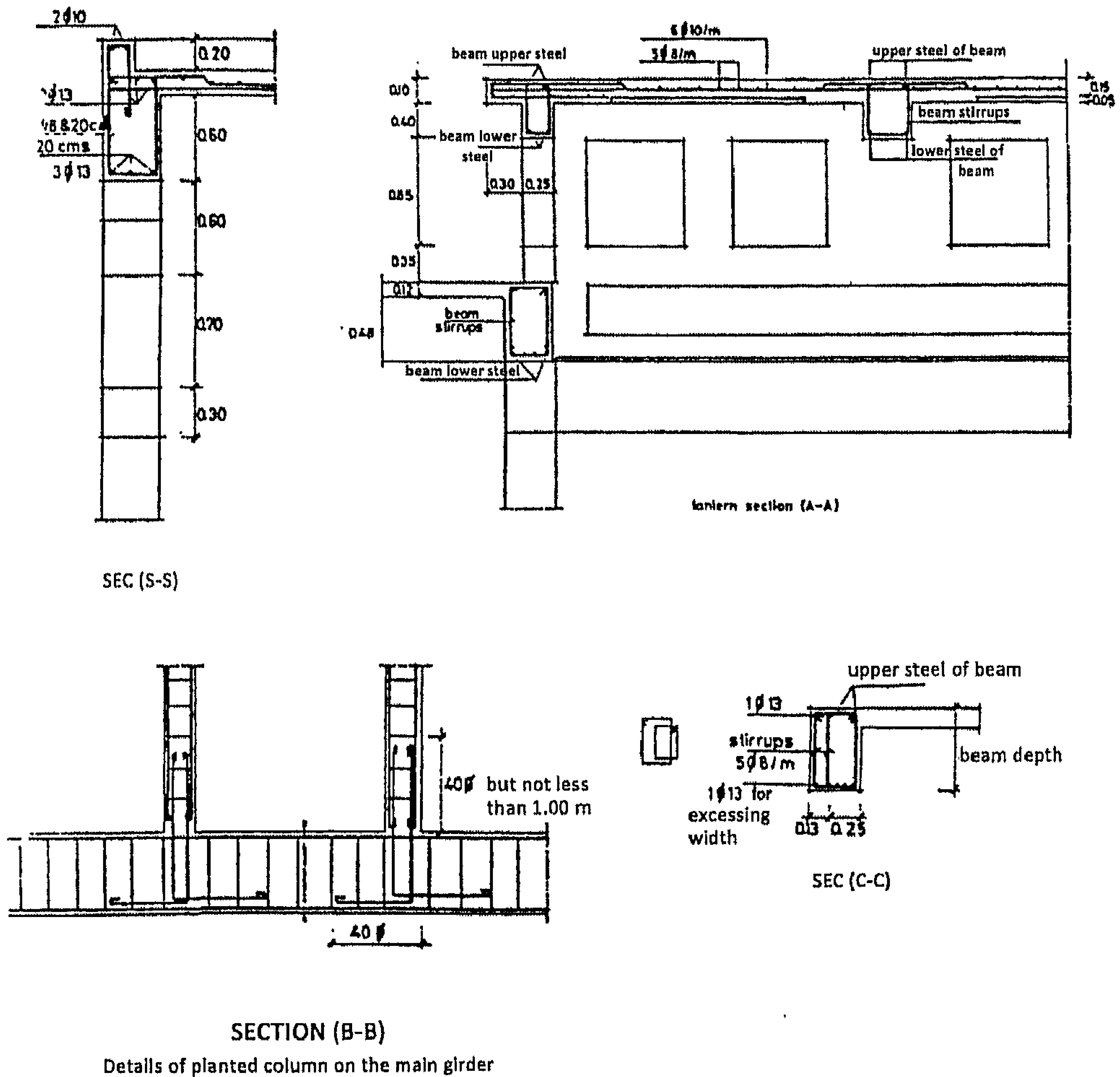
$A_{R.C}=1.3\times1.3\times0.4$

لكل اتجاه: $9\phi13$

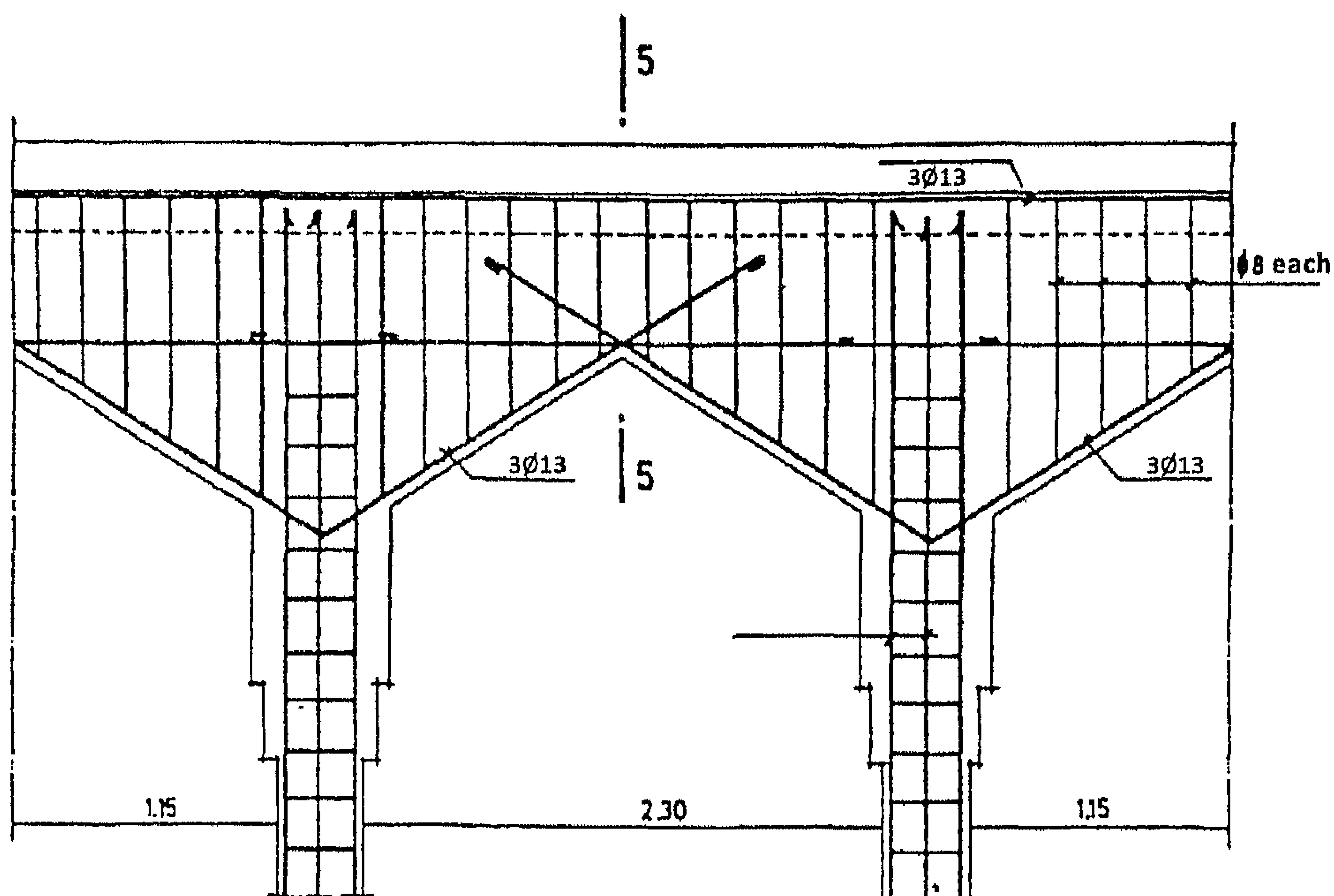
ملاحظات السقف التنفيذية والتصميمية

١. يجب مراجعة كافة الأبعاد والمحاور مع الرسومات المعمارية.
٢. إجهاد كسر مكعبات الخرسانة المسلحة القياسية بعد 28 يومًا يجب ألا يقل عن $250\ kg/cm^2$.
٣. الغطاء الخرساني لحديد تسليح البلاطات 2.0 cm، وللكمرات 3.0 cm.
٤. الحديد المستخدم حديد عالي المقاومة 52/36 ، ماعدا حديد الكانات حديد صلب طري 24/35.
٥. في الكمرات ذات العرض أكبر من 30 cm، تستخدم كانات أربعة فروع، وزيادة الحديد العلوي بمقدار $2\phi13$ عن الموجود في جدول التسليح.
٦. في الكمرات والبلاطات بسيطة الارتكاز، يتم تسليح نصف حديد التسليح من $1/7$ البحر ويمتد ليعبر الركائز.
٧. في الكمرات والبلاطات المستمرة البحور، يتم تكسيح نصف حديد التسليح من $1/5$ البحر ويمتد إلى $1/4$ البحر المجاور.
٨. يمتد حديد تسليح الكمرات والبلاطات الكابولية بمقدار مرة ونصف طوله داخل الكمرات والبلاطات المجاورة.

٩. سمك جميع البلاطات 10 cm، ما لم يذكر خلاف ذلك على الرسم داخل دائرة.
١٠. طول وصلات حديد التسليح 60 مرة قطر السيخ، ما لم يذكر خلاف ذلك على الرسم.
١١. يتم تخفيض البلاطات والكمرات في منطقة الحمامات بمقدار 10 cm لزوم الصرف الصحي.
١٢. للكمرات ذات العمق أكبر من 60 cm، يضاف 2ϕ13 على الأرضيات كل 30 cm من عمق الكمرة لمقاومة الانكماش.

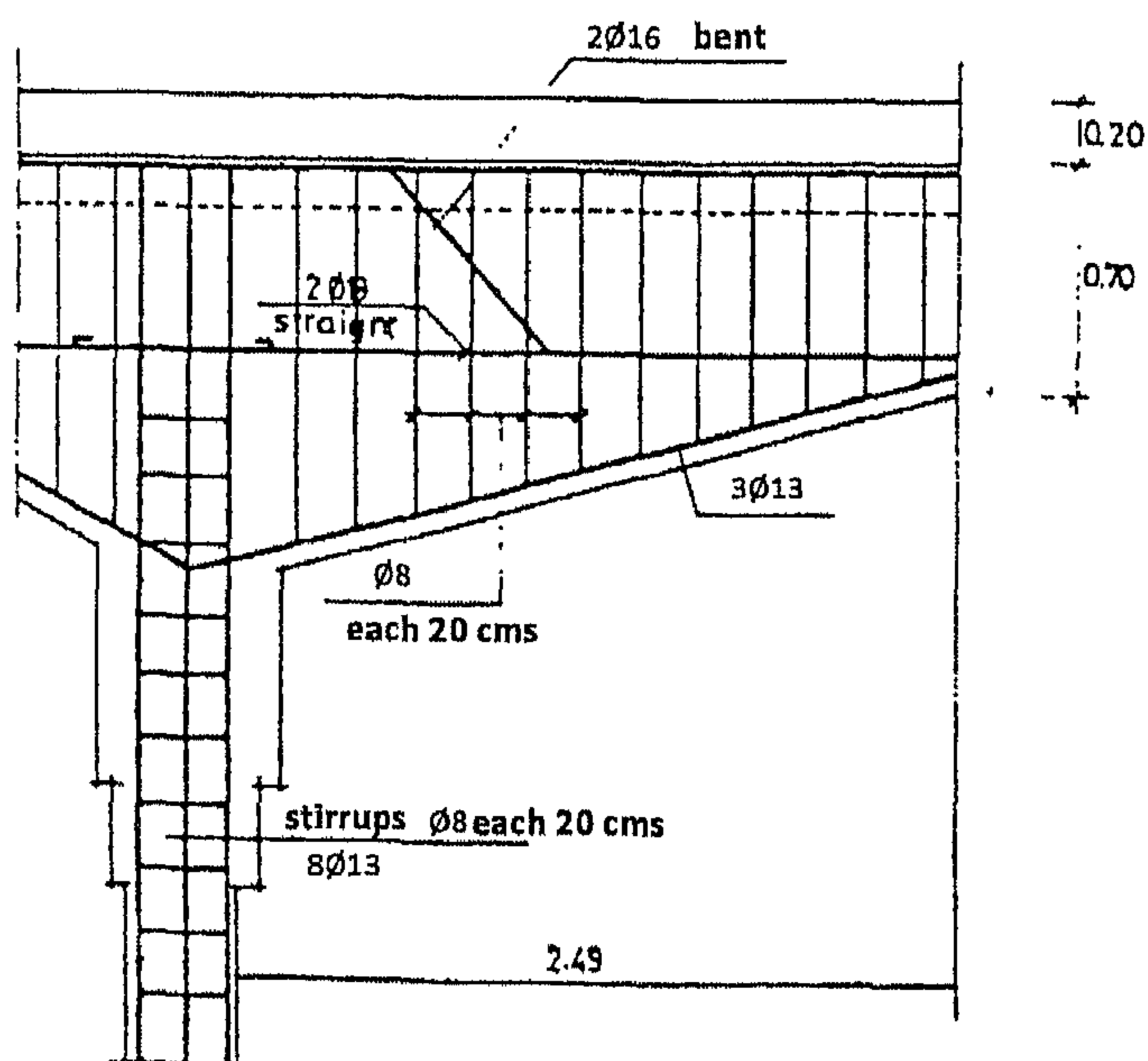


الشكل ٥-١٣: التفاصيل الإنشائية (حديد التسليح)



External arches of the shed

B1

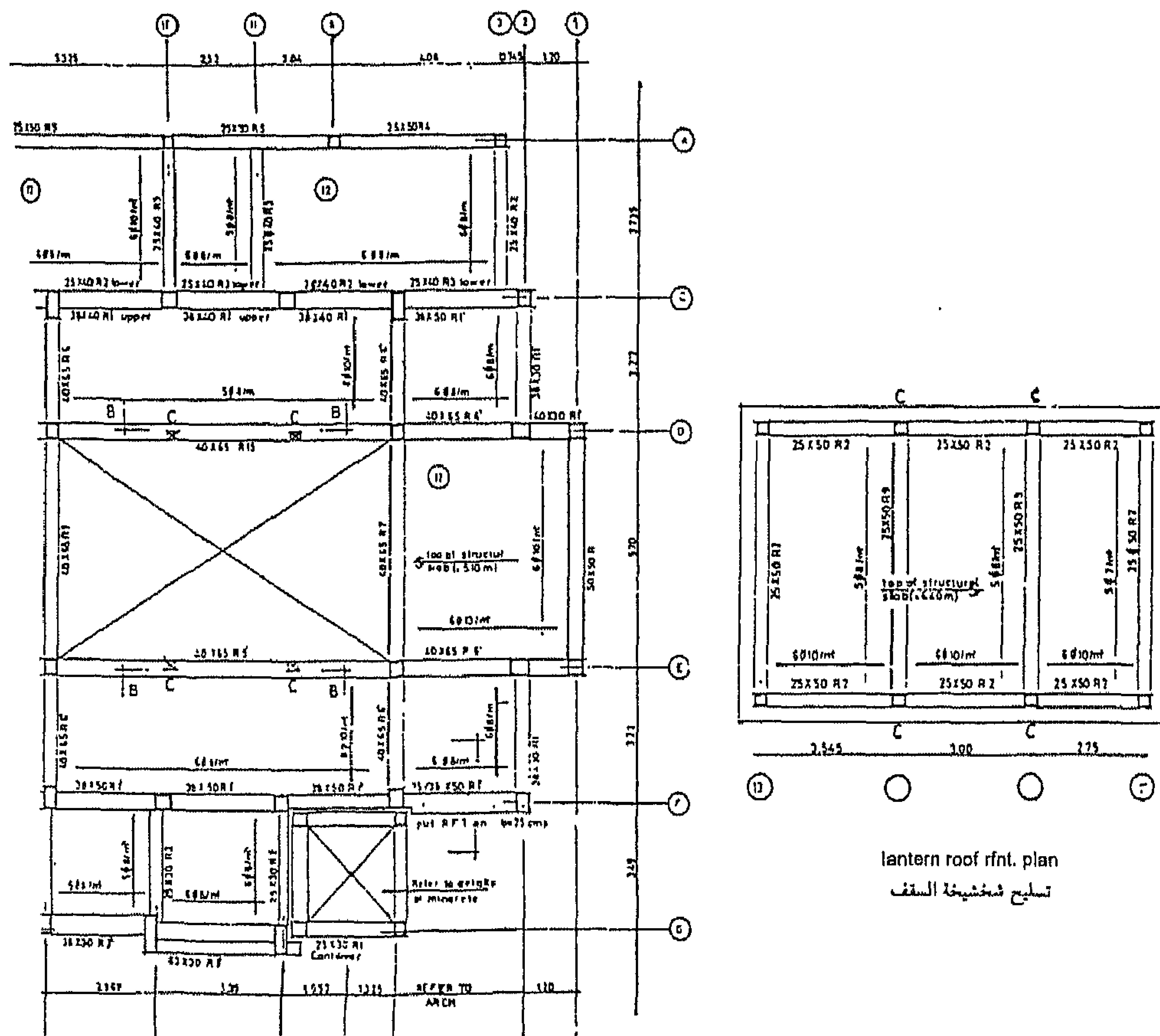


External arches of the

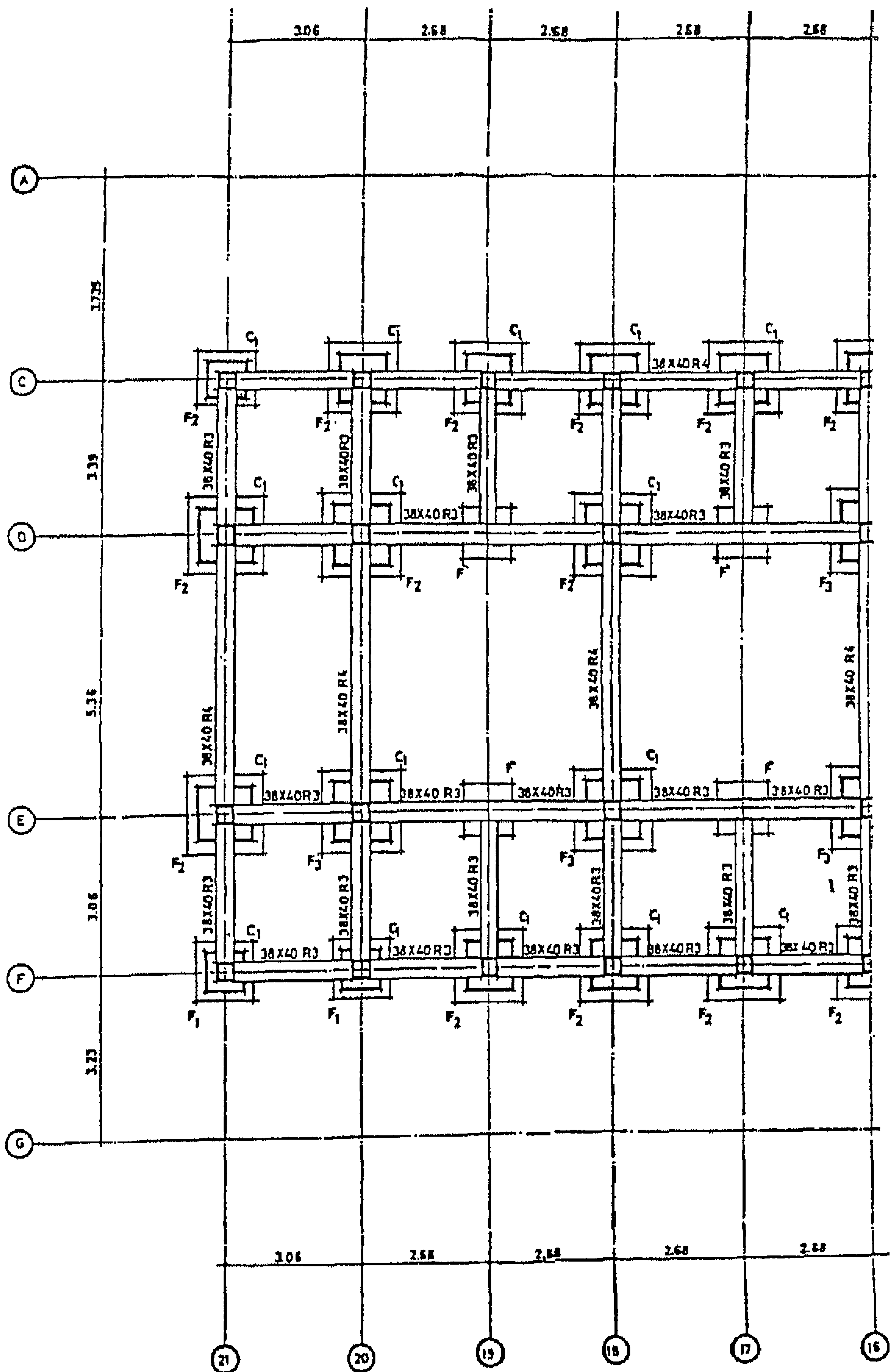
B2

الشكل ٥-١٤: تفاصيل تسليح كمرة الواجهة

الشكل ٥-١٥: مسقط إنشائي لتسليح السقف



الشكل ٥-١٦: مسقط إنشائي لتسليح السقف



الشكل ٥-١٧ : مسقط أفقي للأساسات



الشكل ٥–١٨: مسقط أفقي للأساسات

الجدول ٥-١: جدول تسليح الكمرات

Type	Lower Rft.		Upper Rft.	Stirrups	Remarks
	Straight	Bent			
R 1	2ϕ13	—	2ϕ13	5ϕ8/m\	$R_1^{\backslash}$ 4ϕ13 upper and lower
R 2	3ϕ13	—	3ϕ13	5ϕ8/m\	$R_2^{\backslash}$ 4ϕ13 lower straight 4ϕ16 upper straight
R 3	2ϕ13	2ϕ13	2ϕ10	5ϕ8/m\	
R 4	2ϕ13	2ϕ16	2ϕ10	5ϕ8/m\	
R 5	2ϕ16	2ϕ16	2ϕ13	5ϕ8/m\	
R 6	2ϕ16	2ϕ19	2ϕ13	5ϕ8/m\	$R_6^{\backslash}$ 3ϕ19 upper 4ϕ13 lower
R 7	2ϕ19	2ϕ19	2ϕ13	5ϕ8/m\	
R 8	2ϕ19	3ϕ19	2ϕ16	5ϕ8/m\	
R 9	3ϕ19	3ϕ19	2ϕ16	6ϕ8/m\	
R 10	3ϕ19	4ϕ19	2ϕ16	6ϕ8/m\	
R 11	4ϕ19	4ϕ19	2ϕ19	6ϕ8/m\	
R 12	3ϕ22	3ϕ25	2ϕ19	6ϕ8/m\	
R 13	3ϕ25	3ϕ25	2ϕ22	6ϕ8/m\	
R 14	3ϕ25	4ϕ25	2ϕ22	6ϕ8/m\	
R 15	4ϕ25	4ϕ25	2ϕ25	6ϕ8/m\	
R 16	2ϕ25	2ϕ25	5ϕ25	7ϕ8/m\	
R 17	2ϕ16	2ϕ19	3ϕ19	6ϕ8/m\	
R 101					

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿سُبْحَٰنَ ٱلَّذِىٓ أَسْرَىٰ بِعَبْدِهِۦ لَيْلًا مِّنَ ٱلْمَسْجِدِ ٱلْحَرَامِ إِلَى ٱلْمَسْجِدِ ٱلْأَقْصَا ٱلَّذِى بَٰرَكْنَا حَوْلَهُۥ لِنُرِيَهُۥ مِنْ ءَايَٰتِنَآ ۚ إِنَّهُۥ هُوَ ٱلسَّمِيعُ ٱلْبَصِيرُ﴾

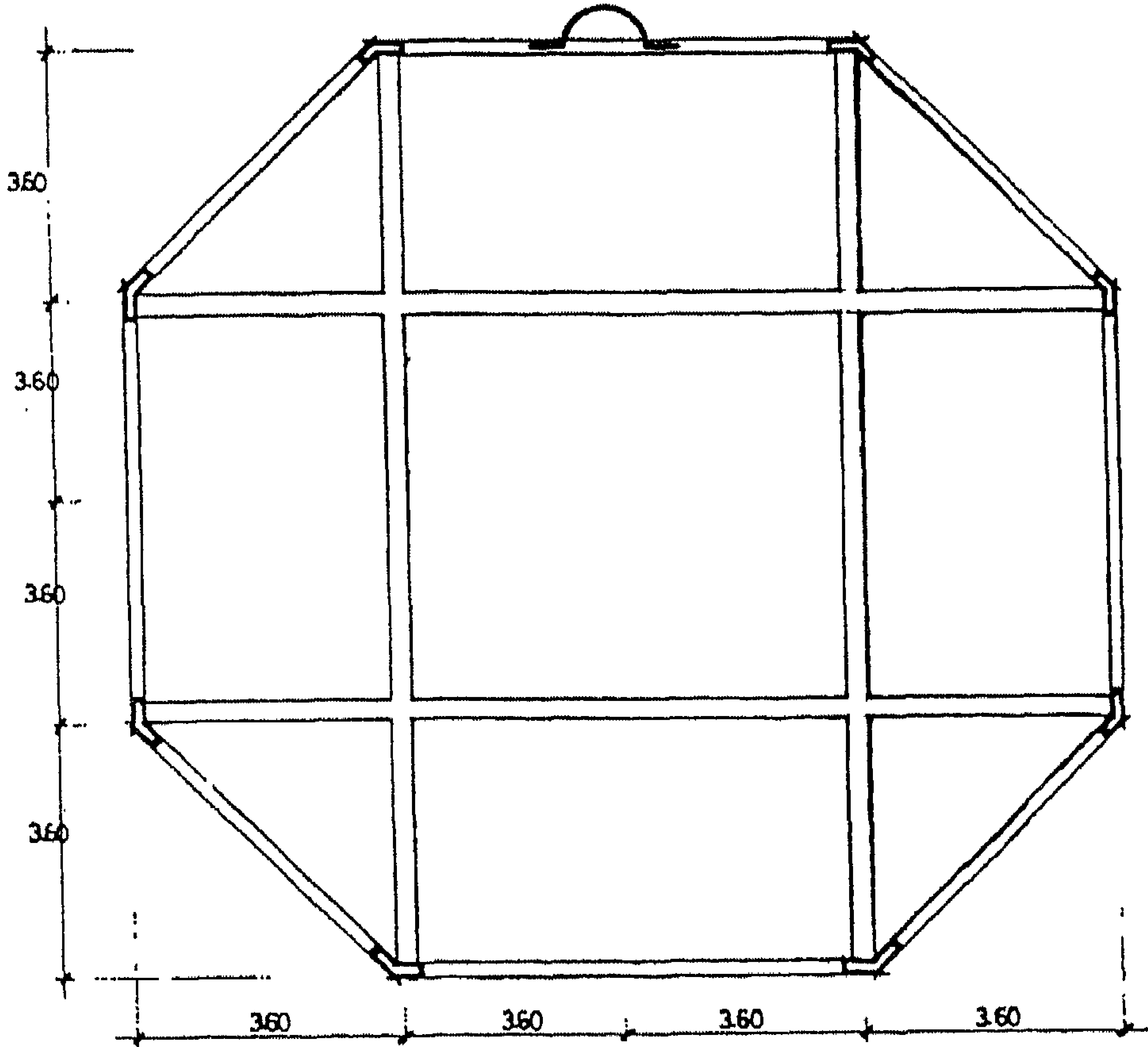
[الإسراء: ١]



٦

سقف المسجد ذو الكمرات المتقاطعة

إن القاعة الرئيسية للمسجد يمكن أن يتم تغطيتها بواسطة نظام الكمرات المتقاطعة panelled beams إذا كانت ذات مساحة مربعة أو مستطيلة ذات نسبة الطول إلى العرض لا تزيد عن 1.4. أما إذا كانت شكل ثماني أو سداسي، فإنه يمكن تغطيتها أيضًا بواسطة نظام الكمرات المتقاطعة (انظر الشكل ٦-١).



الشكل ٦-١: مسقط أفقي لبيان الدور الأرضي للمسجد (إنشائي الكمرات المتقاطعة الحاملة للسقف)

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿... فَإِذَا جَآءَ وَعْدُ ٱلْأَخِرَةِ لِيَسُـۥٓـُٔوا۟ وُجُوهَكُمْ وَلِيَدْخُلُوا۟ ٱلْمَسْجِدَ كَمَا دَخَلُوهُ أَوَّلَ مَرَّةٍ وَلِيُتَبِّرُوا۟ مَا عَلَوْا۟ تَتْبِيرًا﴾

[الإسراء: ٧]

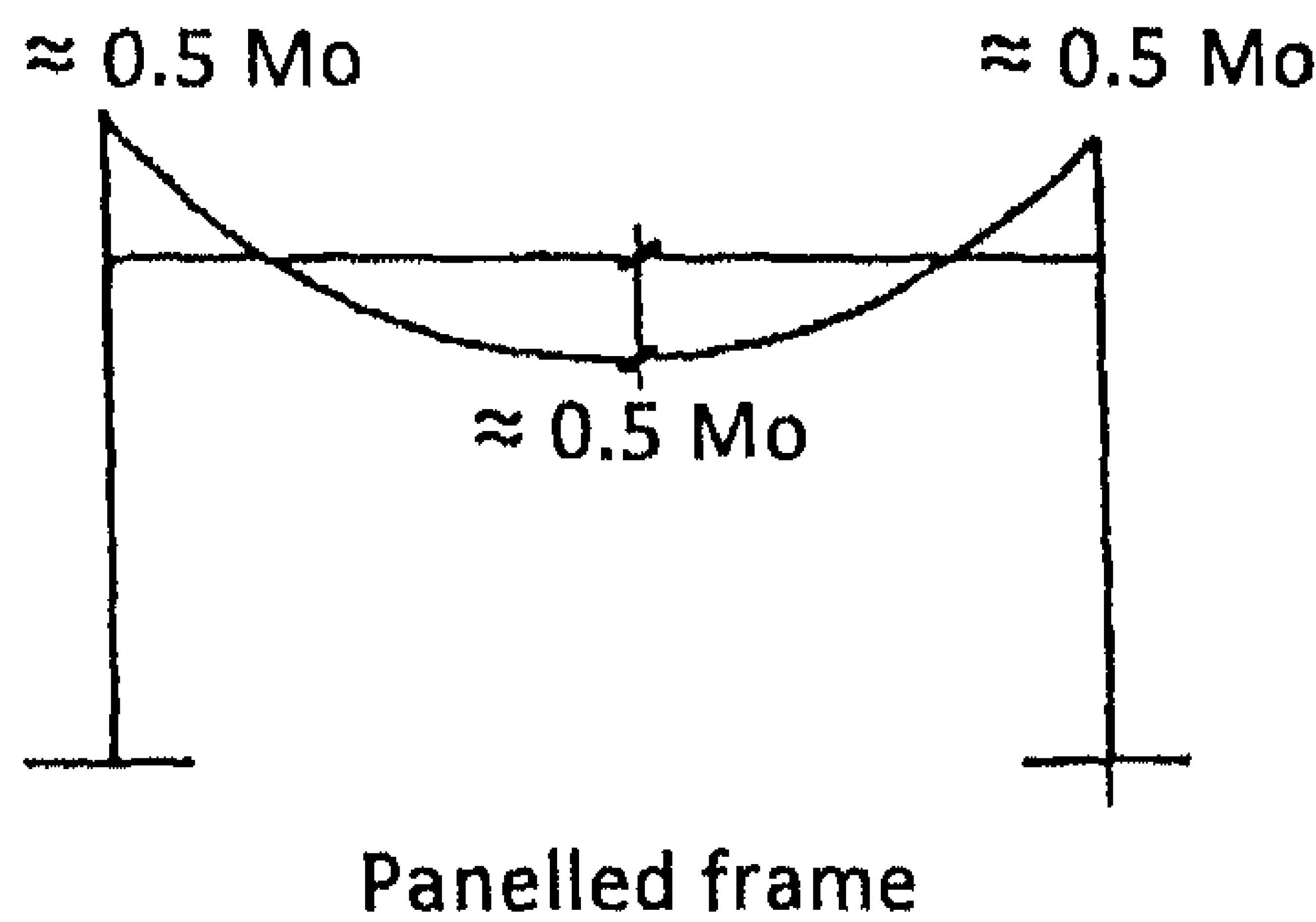


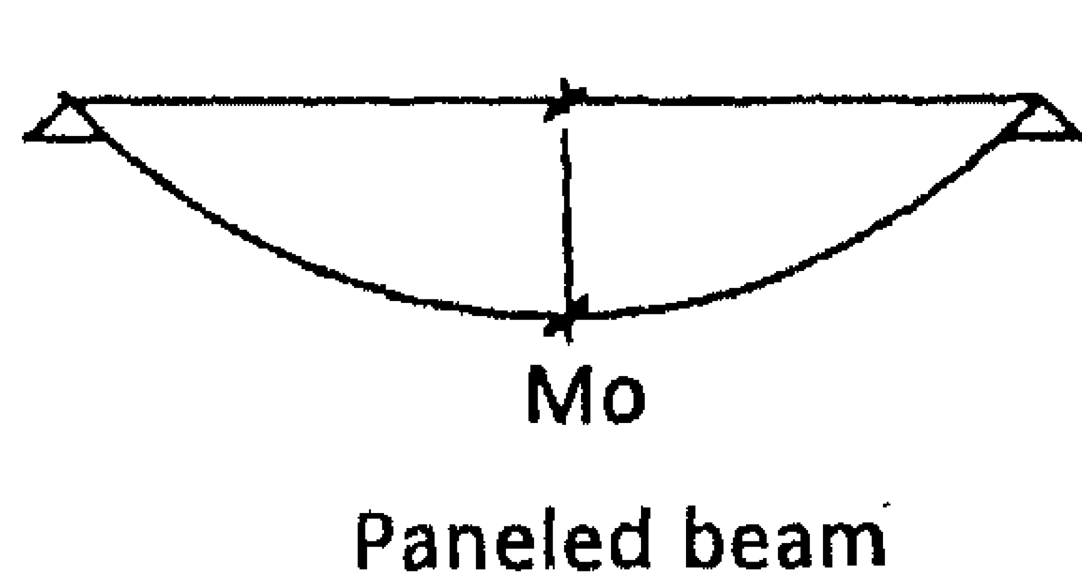
٧

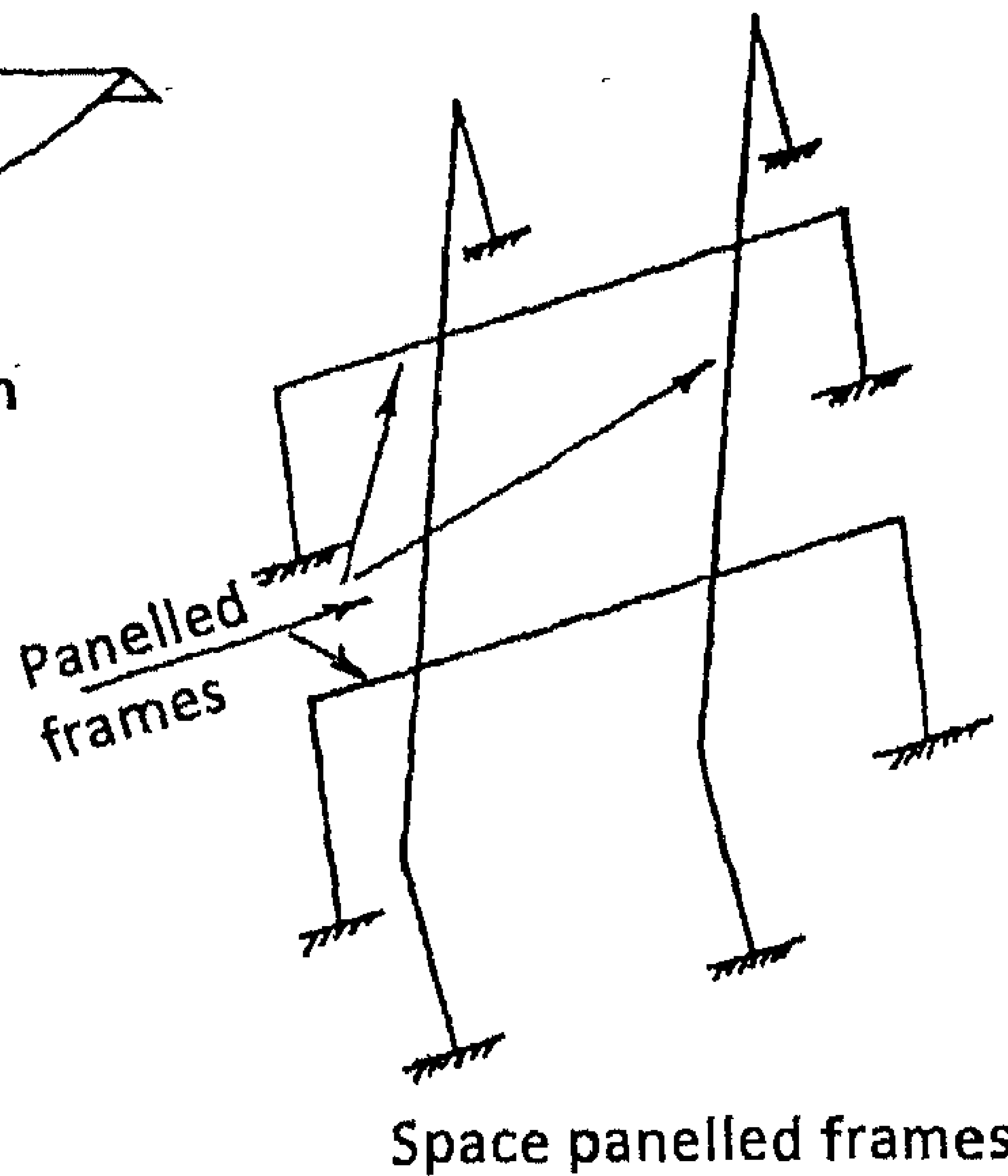
سقف المسجد ذو الإطارات المتقاطعة

إذا كان لدينا أعمدة قوية عالية الجساءة، لهـا عمـق في نفـس اتجـاه الكمـرات المتقاطعـة، مثـل الشـكل ٧-٢، فيمكنـك حـل نظـام الكمـرات المتقاطعـة علـى أسـاس كونـه إطـارات متقاطعـة panelle frames من أجل إنقاص قيمة العزم الموجب الموجود في منتصف البحـر، وتقاسمـه مـع عزم انحناء سالب يوجد عند أركان الإطار الخرساني عند وصلات تقاطع الأعمدة مع الكمـرات، كما هو موضح في الشكل ٧-١.

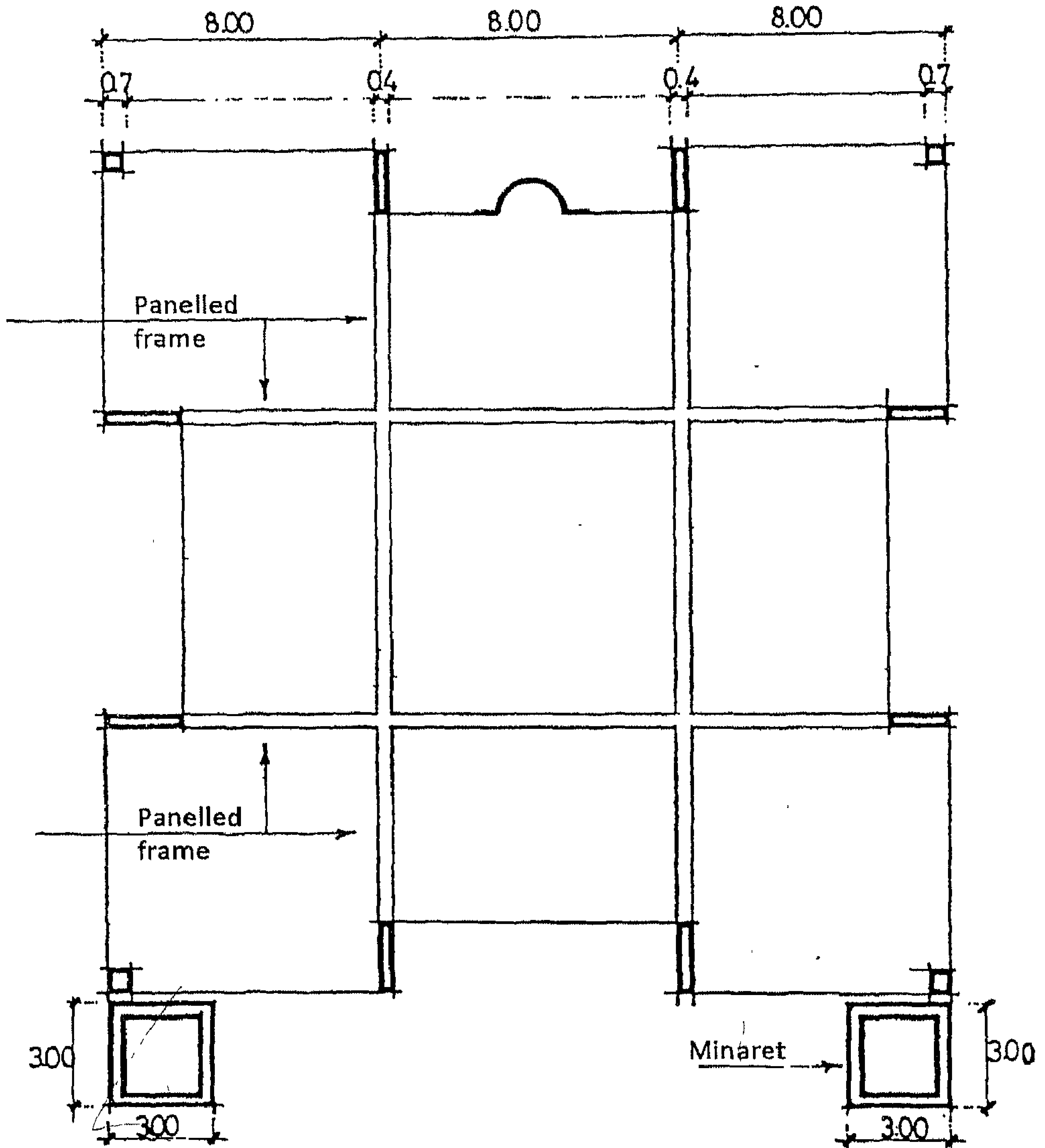
وهذا النظام يمكن بسهولة حلـه بمسـاعدة الحاسـب الآلـي، باسـتخدام الـبرامج الإنشـائية المعروفة مثل برنامج ساب ٢٠٠٠ SAP 2000، وبرنامج ستاد STAAD III.







الشكل ٧-١: النظام الإنشائي للإطارات المتقاطعة



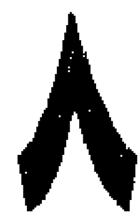
الشكل ٧-٢: مسقط أفقي لبيان الإطارات المتقاطعة اللازمة لحمل السقف المغطي للدور الأرضي

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿يَٰبَنِيٓ ءَادَمَ خُذُواْ زِينَتَكُمۡ عِندَ كُلِّ مَسۡجِدٖ وَكُلُواْ وَٱشۡرَبُواْ وَلَا تُسۡرِفُوٓاْۚ إِنَّهُۥ لَا يُحِبُّ ٱلۡمُسۡرِفِينَ﴾

[الأعراف: ٣١]



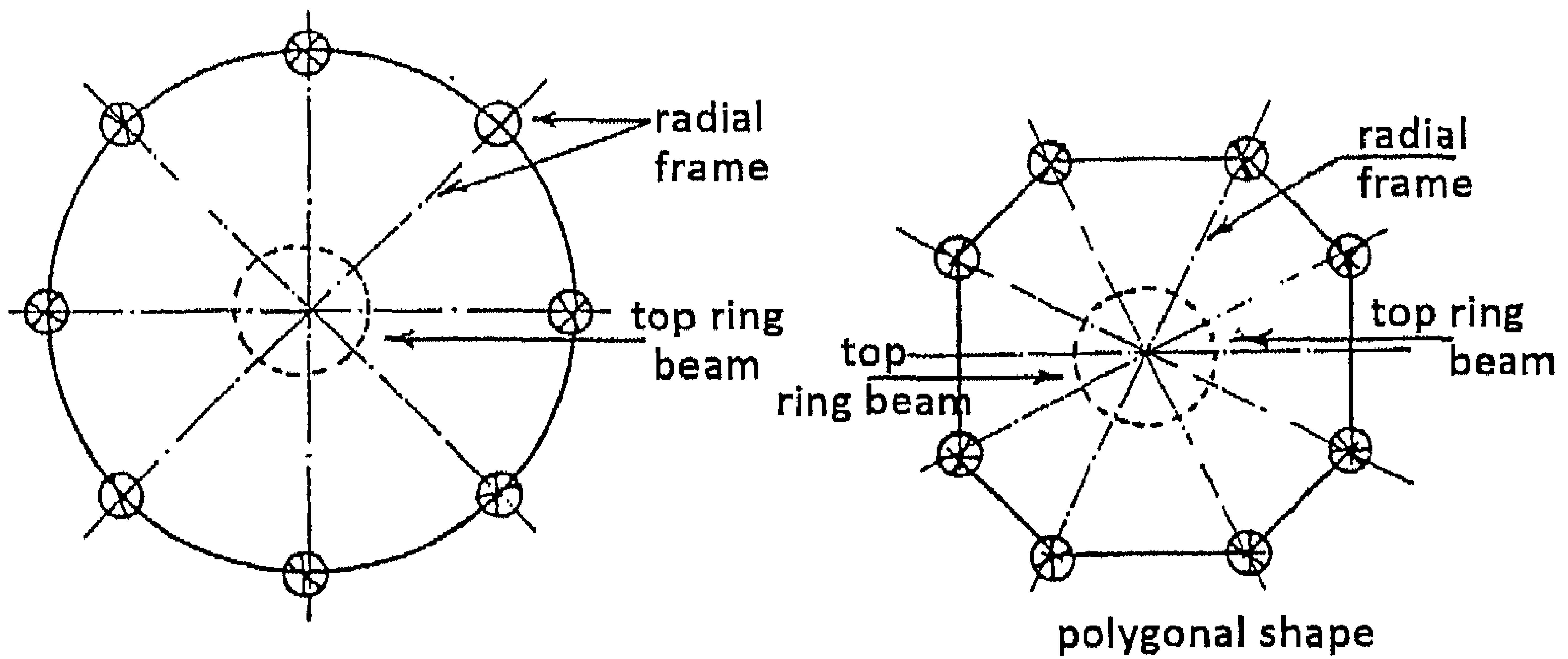


سقف المسجد ذو الإطارات القطرية

٨ـ١ الكمرة العلوية الحلقية

عندما يكون صحن المسجد (القاعة الرئيسية) ذو شكل سداسي أو ثماني في المسقط الأفقي، فإن المصمم يمكنه استخدام نظام الإطارات القطرية radial frames في حل السقف الإنشائي للصحن sahan، لتحميل بلاطات السقف لصحن المسجد على هذه الإطارات القطرية.

وهذا الإطارات سوف نوزعها ونرتبها قطريًا انطلاقًا من مركز ثقل الشكل السداسي أو الثماني لصحن المسجد في اتجاه أنصاف أقطار هذه الأشكال في المسقط الأفقي (وكذلك إذا كان صحن المسجد على شكل دائرة)، أو تمتد من مركز ثقل الشكل السداسي أو الثماني في اتجاه الأقطار حتى تصل إلى أركان هذه الأشكال متعددة الأضلاع (انظر الشكل ٨-١).



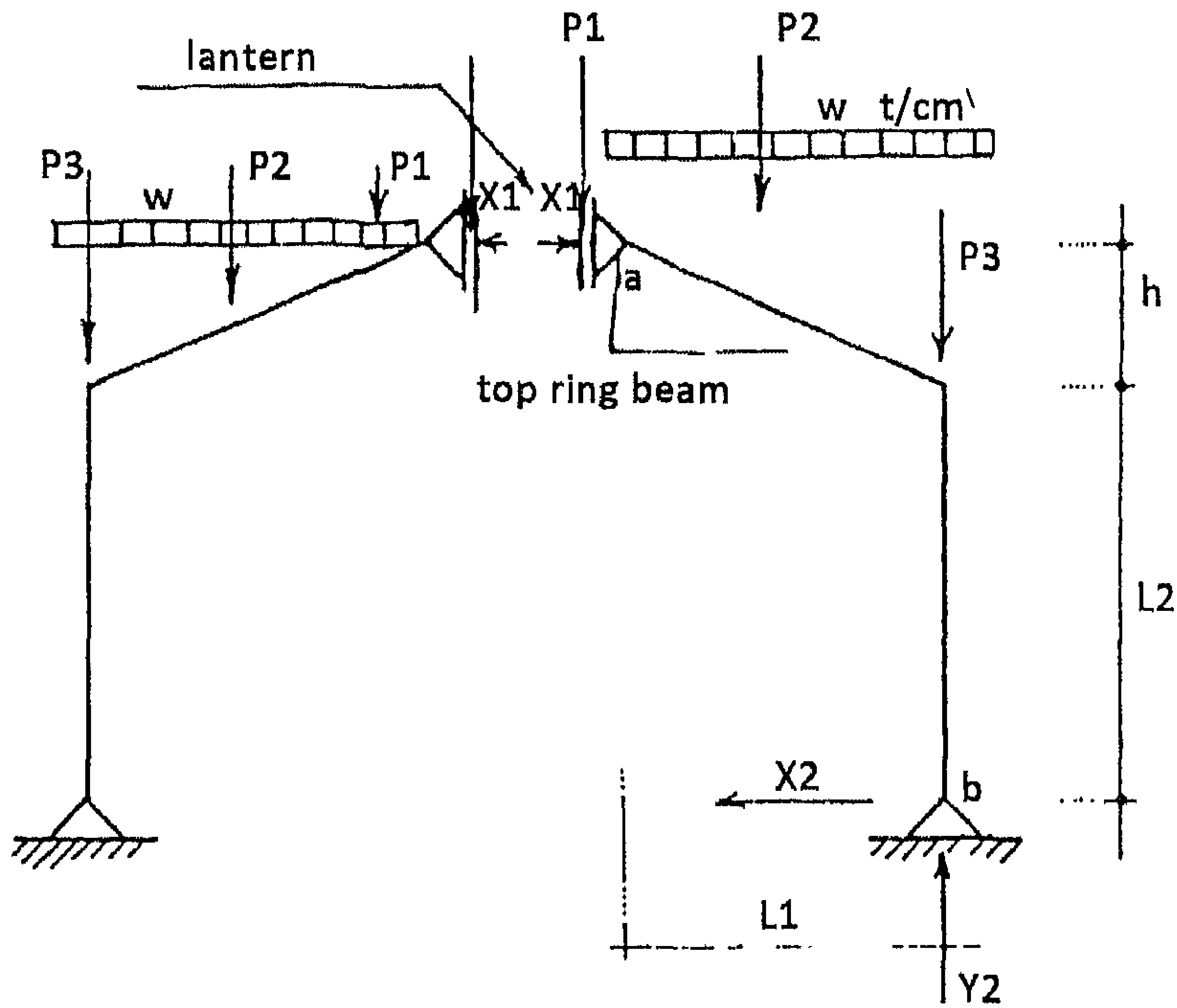
الشكل ٨-١: قطاعات أفقية

٨ـ٢ الكمرة العلوية الحلقية

إن الدعامة الأولى للإطار القطري تكون هي الكمرة الحلقية عند أعلى نقطة من الإطار، والتي يكون لها نفس الشكل في المسقط الأفقي، سواء كان دائري أو سداسي أو ثماني أو متعدد الأضلاع، حتى تكون في حالة اتزان أفقي، وتعتبر ركيزة متحركة في الاتجاه الرأسي roller support، أي أن رد الفعل الرأسي يكون صفرًا.

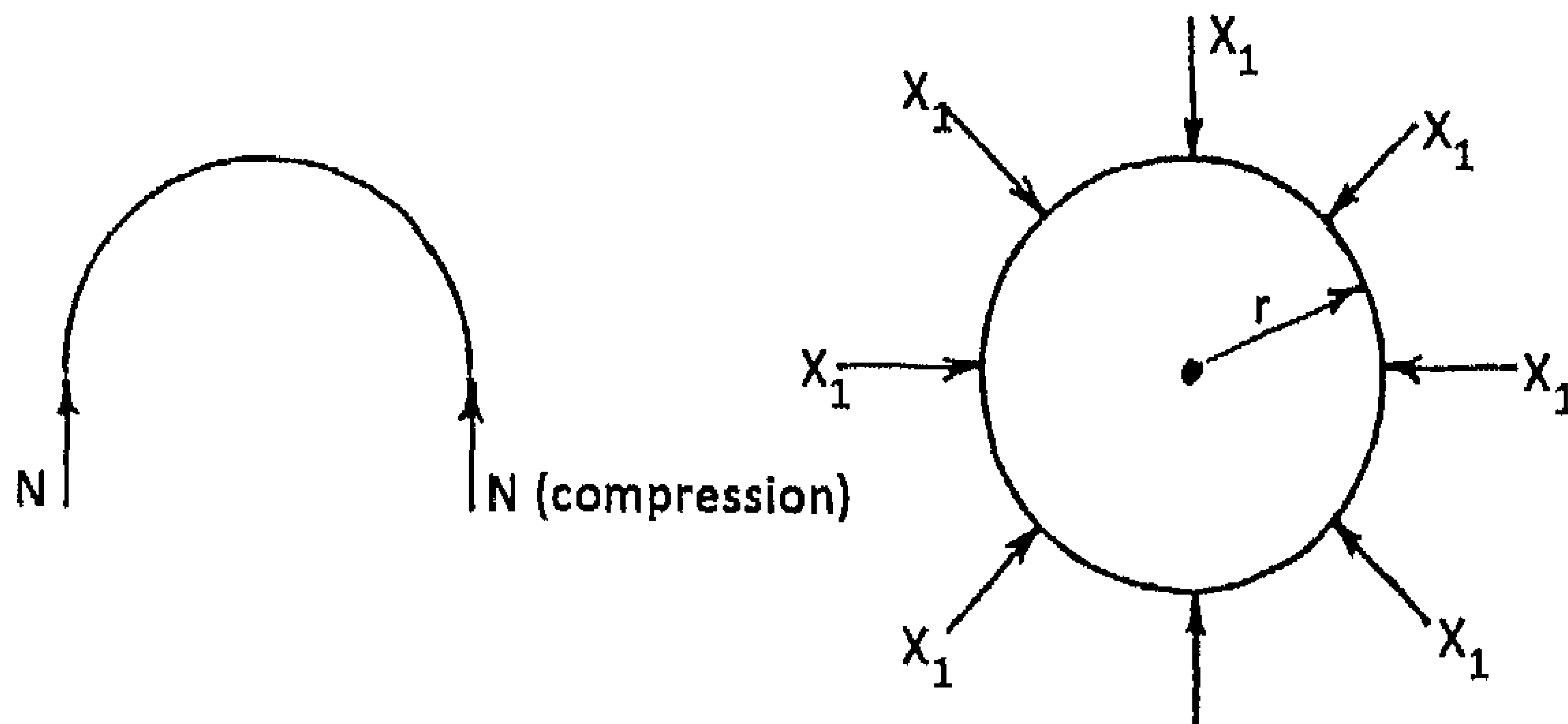
وهذا الكلام معناه أن هذه الكمرة الحلقية تكون حرة في الدوران rotate، وكذلك تمتلك حرية الإزاحة رأسيًا. والشكل ٨-٢ يوضح لنا أن هذه الكمرة تعتبر الركيزة السفلية لفانوس

(شخشيخة) صحن المسجد، والموجود أعلى القاعة الرئيسية للمسجد، وذلك من لوازم الإضاءة الطبيعية لصحن المسجد، وتعتبر من أساسيات الشكل الجمالي المعماري التقليدي للمساجد.



الشكل ٨-٢

والركيزة الثانية هي الدعامة المفصلية السفلية the lower hinged support عند أسفل نقطة من العنصر الإنشائي الرأسي (الأعمدة) المكونة للإطار الخرساني. وهذا العمود يمكن أن يكون مفصلي مقيد جزئيًا hinged أو مقيد كليًا fixed حسب ما يقرره المهندس المصمم.



الشكل ٨-٣: قطاعات أفقية (نظام إنشائي)

ونتيجة حالات التحميل وشكل الإطار، فإن الإطار كله سوف يحاول الدوران حول المفصلة السفلية b ضاغطة على الكمرة الحلقية العلوية الداخلية الدائرية عند النقطة a.

$$w = \frac{\sum x}{2\pi r} \quad t/m^{\backslash}$$

$$N = wr$$

حيث N = قوة الضغط الداخلية (انظر الشكل ٨-٣):

$$N = F_{co} A(1+n\mu)$$

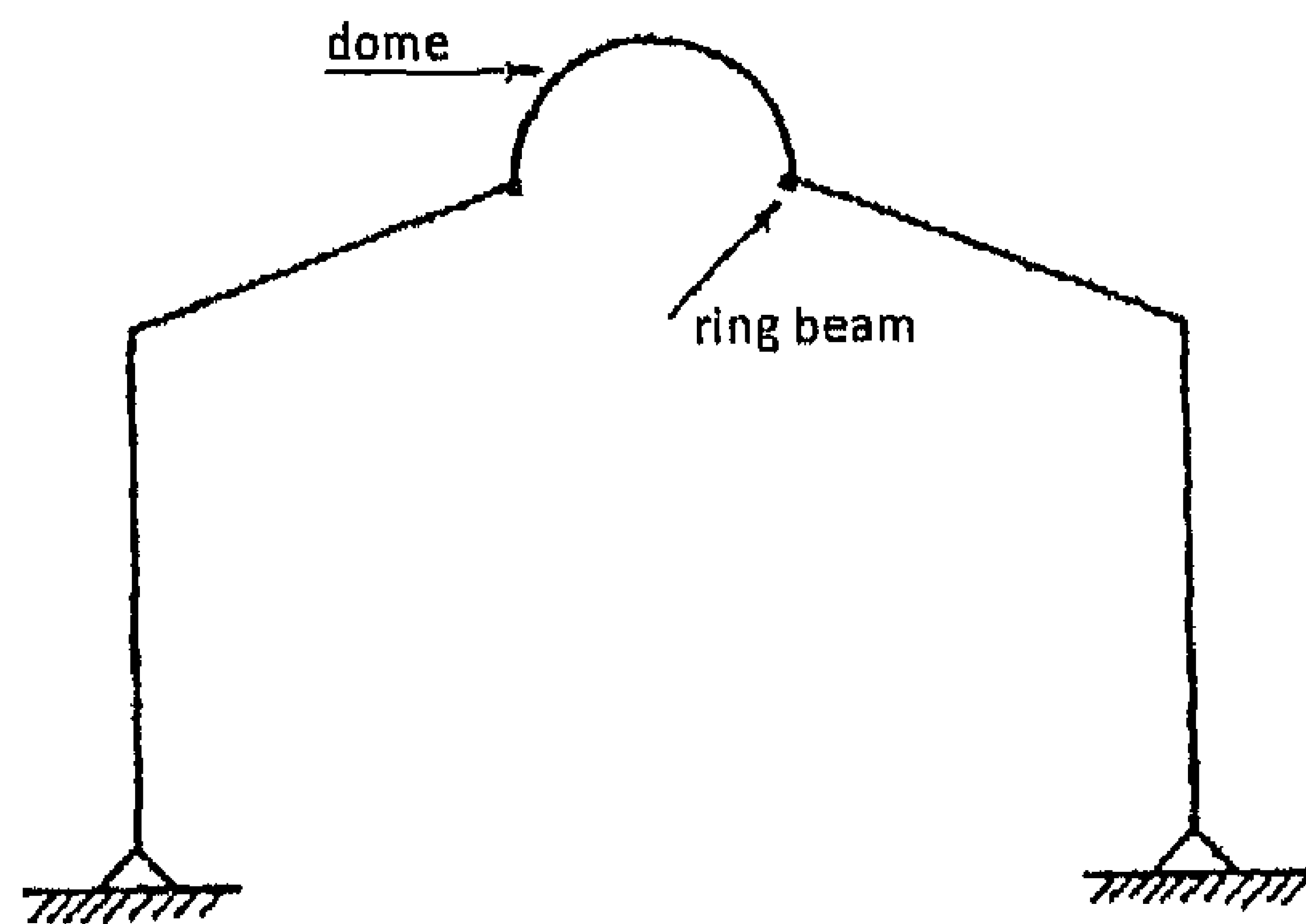
الكمرة الحلقية العلوية الداخلية:

$$F_{comp} = \frac{N}{A(1+n\mu)}$$

إن الكمرة العلوية الحلقية تعتبر عنصر محمل بحمل ضغط محوري، F_{comp} يجب أن تكون أقل من F_{co}، حيث F_{co} هي إجهاد الضغط المحوري المسموح به طبقًا للكود المصري للخرسانة المسلحة لعام ٢٠٠٧م - الجدول ٥-١.

إن الحمل الرأسي الناتج عن الوزن وأحمال الشخشيخة سوف يتم تحميله مباشرة على الساق الأفقية (أو المائلة) للإطار القطري مثل P_1 (انظر الشكل ٨-١).

إن شخشيخة صحن المسجد يمكن أن تكون قبة dome أو تكون بلاطة مسطحة flat slab محاطة على طول حروفها الخارجية بواسطة كمرة رأسية حلقية.



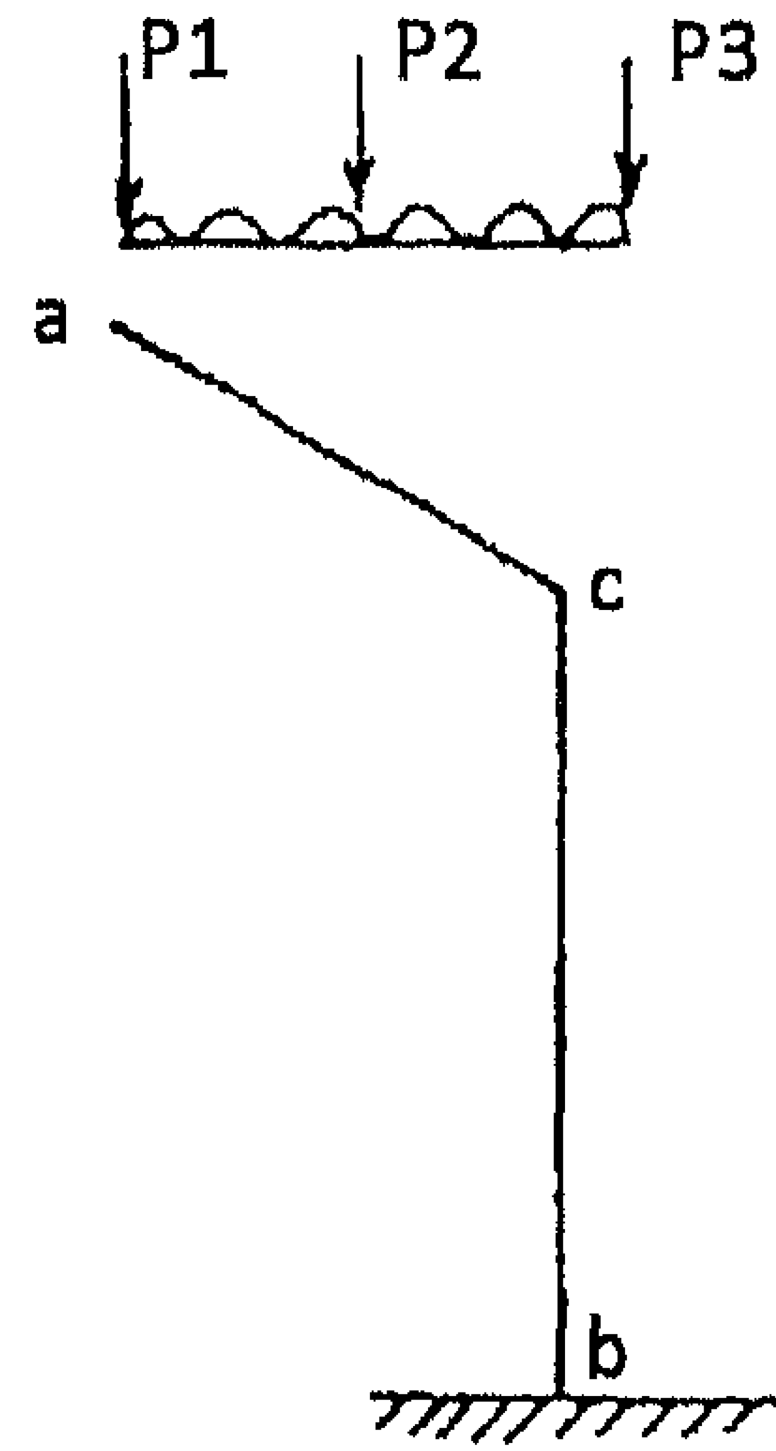
الشكل ٨-٤: قطاع رأسي (نظام إنشائي)

وبواسطة المثال التالي سوف نقوم بشرح بالتفصيل حل مسجد متعدد الأضلاع محلول على أساس أنه نظام إنشائي مكون من إطارات قطرية.

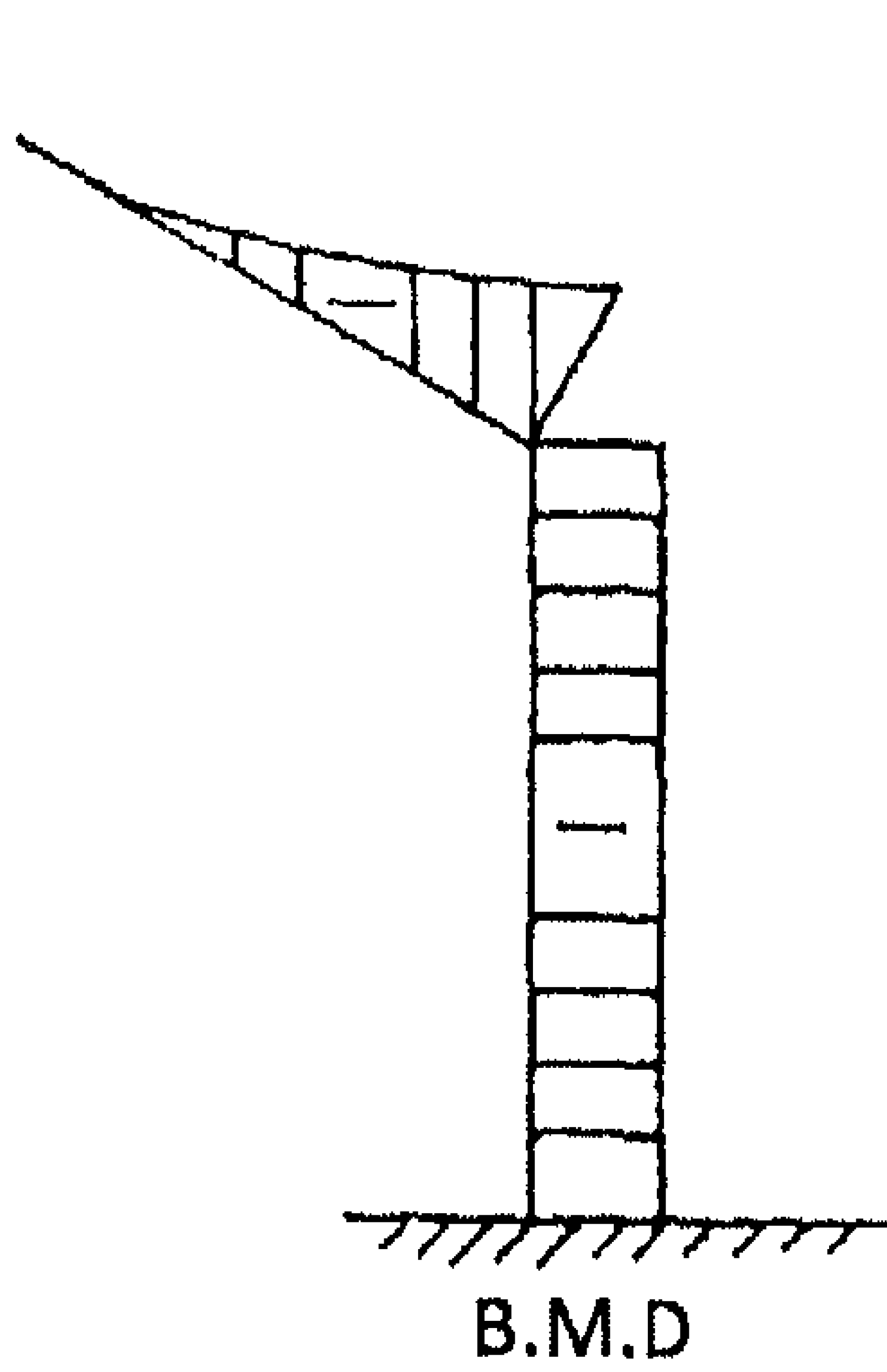
والشخشيخة عبارة عن قبة معدنية (من الحديد) سابقة الصنع، وسوف يتم تحميلها مباشرة بعد انتهاء إنشاء الإطارات الخرسانية المسلحة القطرية.

وفي المثال سوف نجد مذكرة الحسابات الإنشائية وأبعاد المنشآت الخرسانية، وكذلك تفاصيل حديد التسليح.

ملاحظة هامة (١): إذا كانت الكمرة الحلقية العلوية ليس مسموح بها معماريًا، أو إذا كان وجودها غير مؤثر لأي سبب من الأسباب، فإن النظام الإنشائي سوف يكون عبارة عن إطار بلكوني (كابولي)، كما هو موضح بالشكل ٨–٥. وفي هذه الحالة، فإن الركيزة b سوف تكون كاملة التثبيت fixed، وتكون الساق (ac) leg عبارة عن كابولي خالص a pure cantiliver، والشكل ٨–٦ يوضح لك مخطط عزوم الانحناء.

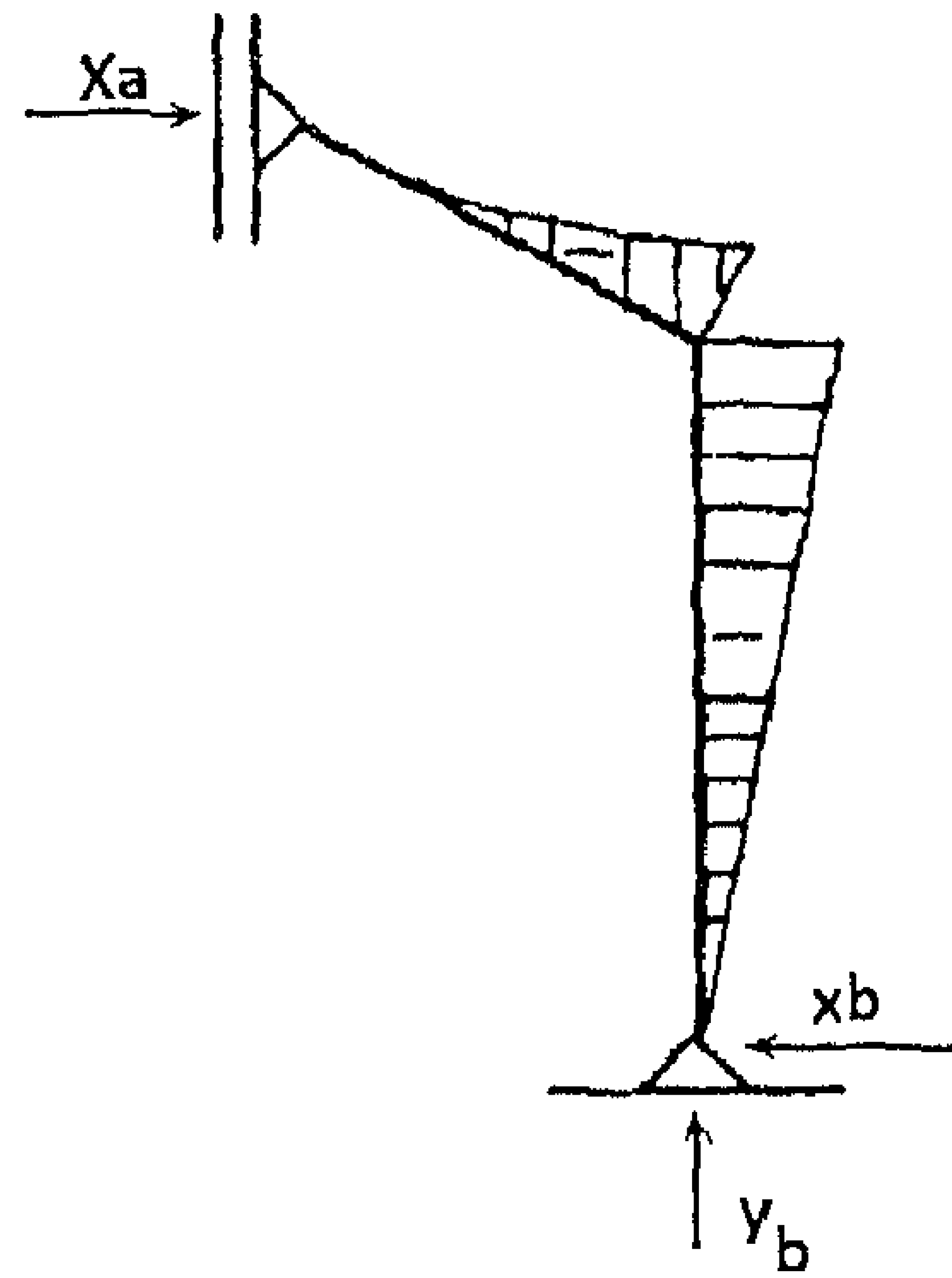


الشكل ٨–٥: قطاع رأسي (نظام إنشائي)

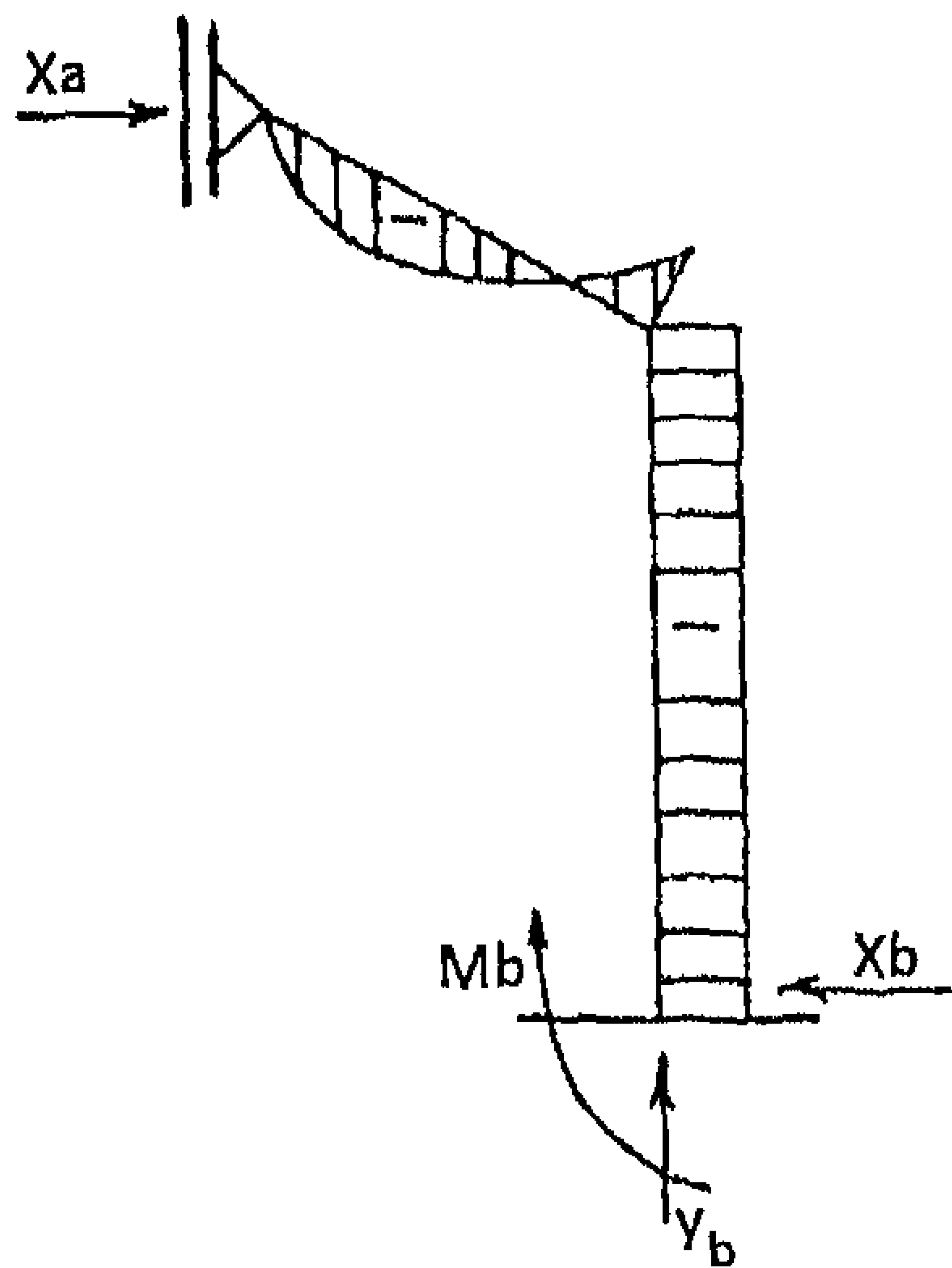


الشكل ٨–٦: عزوم الانحناء

ملاحظة هامة (٢): إذا كان لدينا كمرة حلقية علوية عند النقطة a، وركيزة مفصلية عند النقطة b، كما هو موضح بالشكل ٨–٧، فإن النظام الإنشائي سوف يكون محدد استاتيكيًا من الناحية الإنشائية، بسبب أنه لدينا ثلاثة ردود أفعال غير معلومة Y_a ، X_b ، Y_b. ولكن إذا كان لدينا ركيزة مثبتة عند b، فإن رد الفعل غير المحدد سوف يكون عدده أربعة ردود أفعال Y_a ، X_b ، Y_b، وكذلك العزم M_b. وهذا النظام يكون منشأ غير محدد استاتيكيًا بدرجة واحدة من المجاهيل X_a ، كما هو موضح بالشكل ٨–٧.



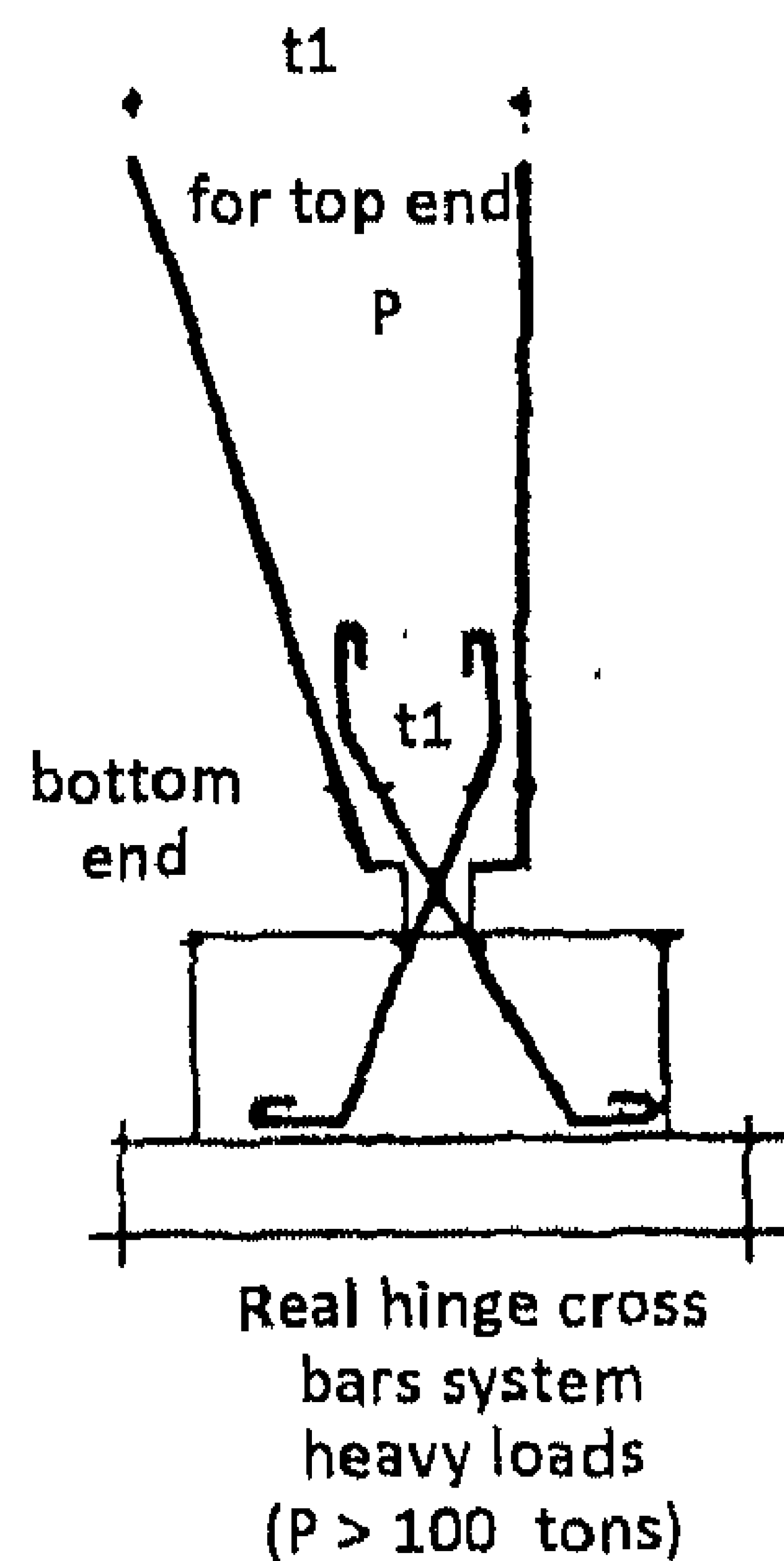
الشكل ٨-٧: عزوم الانحناء

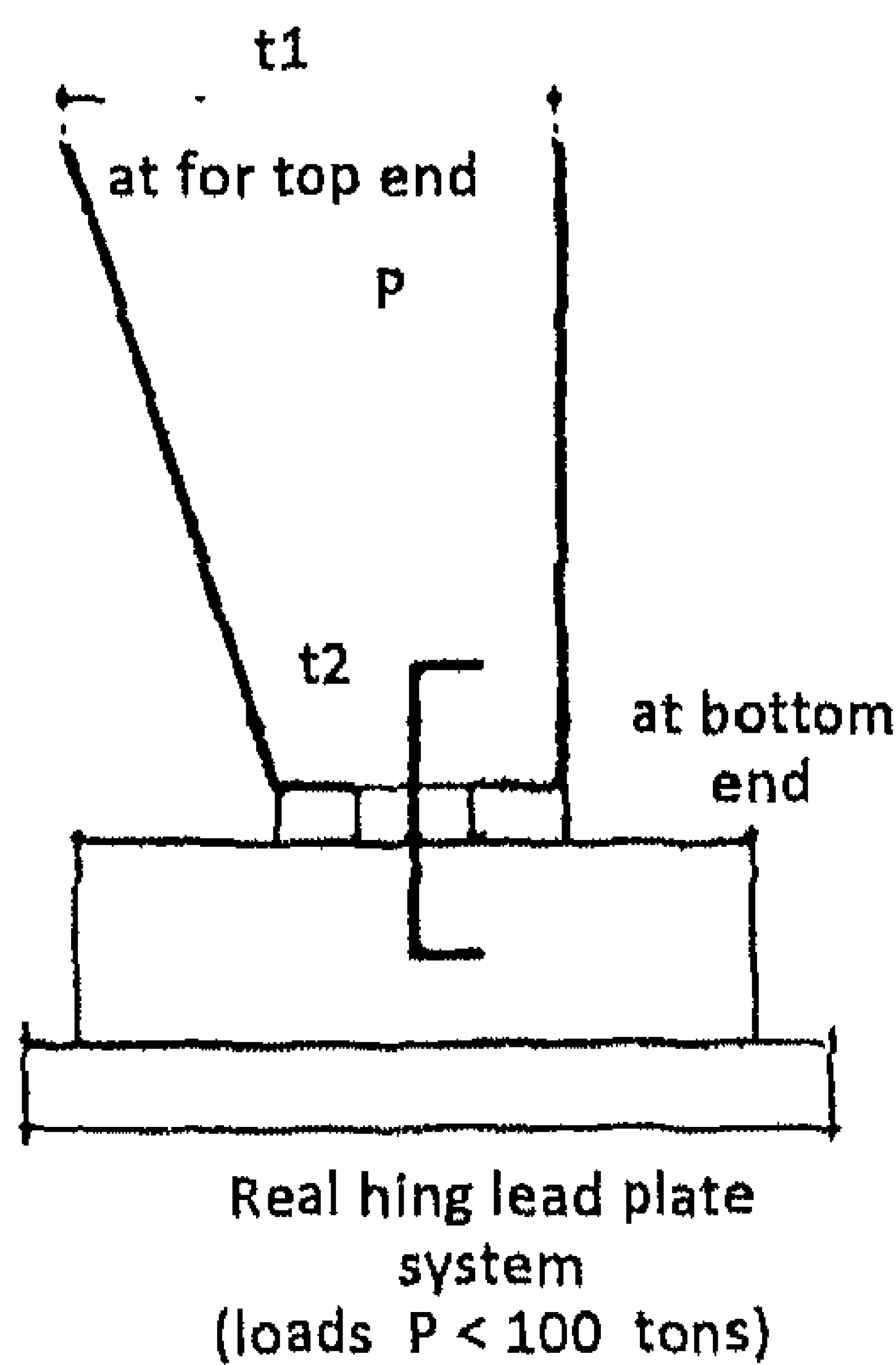


الشكل ٨-٨: عزوم الانحناء

ورد الفعل هذا غير المعلوم X_a يمكن تحديده بواسطة طريقة الشغل التخيلي virtual work، أو بواسطة برنامج SAP 2000، أو ما يماثله. وسوف يكون مخطط عزم الانحناء كما هو موضح بالشكل ٨-٨.

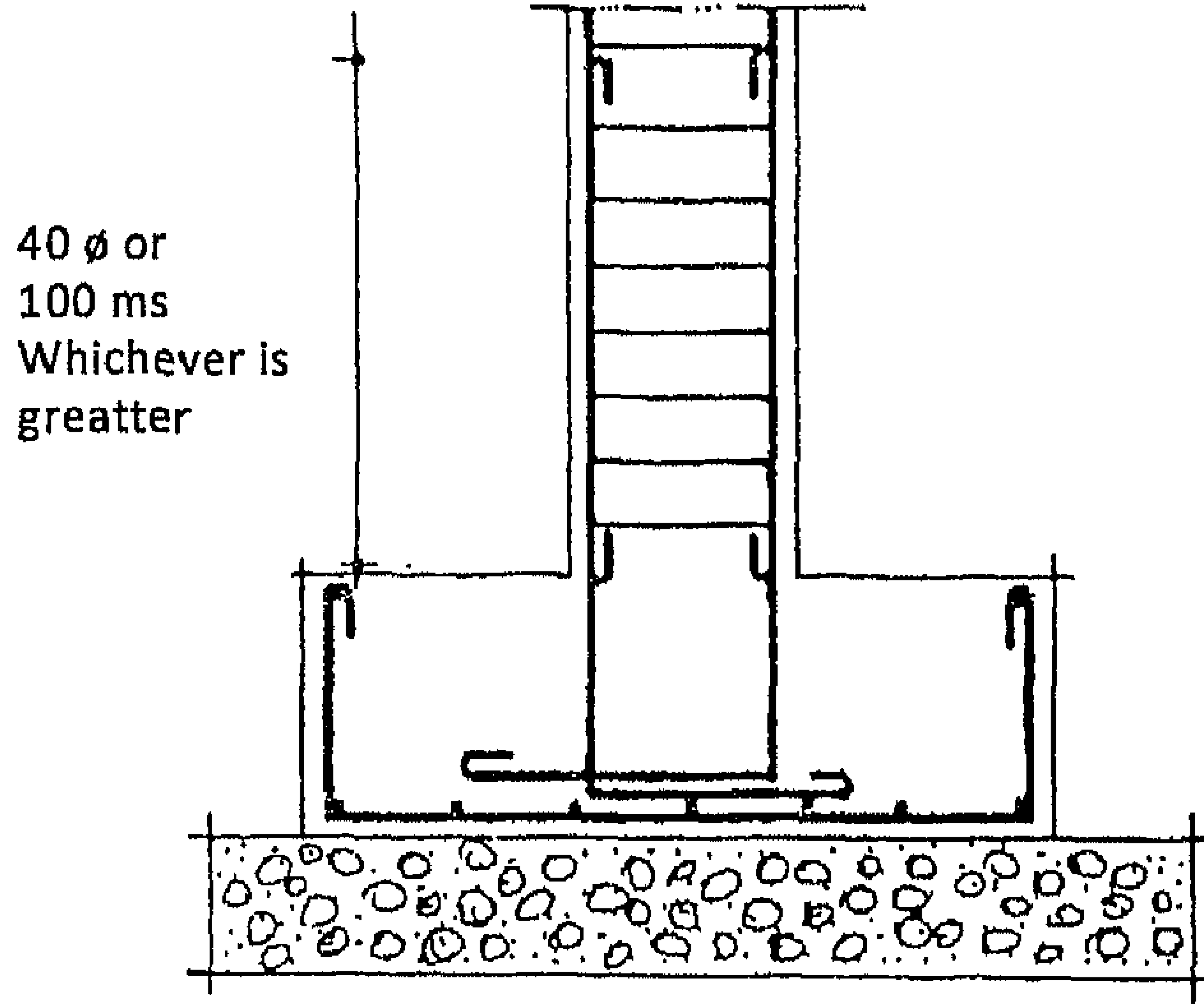
فإذا افترضت أن الركيزة b هي ركيزة مفصلية، يجب عليك عمل رسم تفصيلي إنشائي لها، حتى يتحقق لك في التنفيذ ركيزة مفصلية حقيقية real hinge، كما هو موضح بالشكل ٨-٩.





الشكل ٨-٩: تفاصيل مفصلات الأقدام

ولكن إذا تم صب الجزء الرأسي للإطار (الأعمدة) في وقت واحد مع الأساسات الخرسانية بواسطة عمل أشاير حديد تسليح، كما هو موضح بالشكل ٨-١٠، فإن هذه الركيزة سوف تكون ركيزة كاملة التثبيت.



الشكل ٨-١٠: قطاع رأسي في الأساسات مع العمود

وفي الصفحات القادمة، ننقل من كتاب "تصميم الكمرات الخرسانية" للمؤلف شرح التصميم الإنشائي للكمرات الخرسانية المتقاطعة.

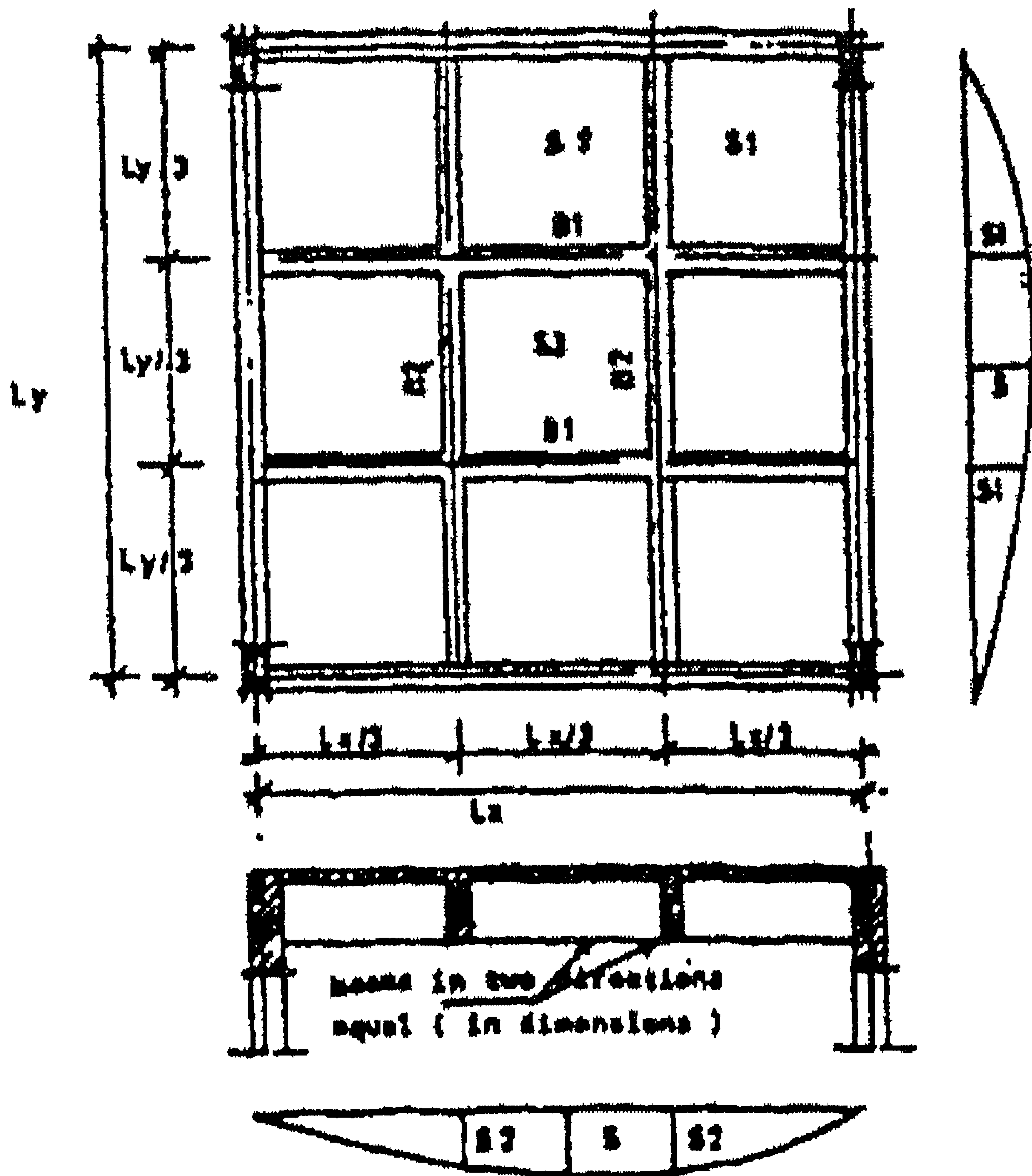
٨-٣ الكمرات المتقاطعة

٨-٣-١ تعريف

الكمرات المتقاطعة هي نظام للكمرات ذات قطاعات بأبعاد متساوية تتقاطع متعامدة على بعضها لتغطي مساحات كبيرة نسبيًا بشرط أن يكون نسبة طول هذه المساحات إلى عرضها لا يزيد عن 1.50، أي أن:

$$\frac{L_y}{L_x} \leq 1.50$$

وشروط الحافة (العناصر الحاملة الرئيسية) لكل الكمرات يجب أن تكون متماثلة لتسمح لأي حل تقريبي بالتطبيق، وكذلك يجب أن تكون متعرضة لحمل متماثل symmetrical loading.



الشكل ٨-١١

وتوجد طريقتان لتحليل هذه الكمرات، وهما كالتالي.

(أ) الحل المؤكد

بواسطة برامج الكمبيوتر مثل Space Frame، والذي يتعامل مع المشكلة على أنها إطار فراغي space frame باستخدام طريقة نظرية الجساءة Stiffness Method لحل المسألة حل مضبوط ومؤكد.

(ب) الحل التقريبي

حيث نقوم بحل البلاطات S_1 ، S_2 ، S_3 على أنها بلاطات مصمتة عادية (حتى حمل حي أقل أو يساوي $400\ kg/m^2$)، وباستخدام معامل المواصفات المصرية حيث إذا كان $r=1$ فإن $\alpha = 0.35$ ، $\beta = 0.35$.

أما إذا كان الحمل الحي أكبر من $400\ kg/m^2$ ، فإن استخدام معاملات جراشوف Grashoff coefficient يكون هو الحل المناسب.

وبالنسبة للكمرات B_1 ، B_2 فسوف نقوم بتوزيع الحمل الكلي على البلاطات بالإضافة إلى وزن الكمرات ليغطي المساحة، ثم نقوم بحساب نصيب كل كمرة من هذه الأحمال باستخدام معاملات جراشوف.

وتأثير تقاطع الكمرات يؤخذ من طريق ضرب العزوم لكل كمرة بمعامل تصحيح يساوي δ_1/δ أو δ_2/δ من منحنى جيب الزاوية المناظر لشكل منحنى الترخيم لكل الكمرات المتقاطعة.

ملاحظة: البلاطات S_1 ، S_2 ، S_3 يمكن أن يكونوا بلاطات مفرغة hollow block slabs.

وفيما يلي نص اشتراطات الكود المصري رقم ٢٠٣ لعام ٢٠٠١ للمنشآت الخرسانية المسلحة فيما يخص البلاطات ذات الكمرات المتقاطعة Paneled Beams.

٦/٢/٦ البلاطات ذات الكمرات المتقاطعة

أ) عندما تكون الأبعاد الكلية للبلاطات ذات الاتجاهين كبيرة نسبيًا بحيث يصبح من غير المناسب عمليًا تصميمها كبلاطة مصمتة أو بلاطة ذات أعصاب أو بلاطة ذات قوالب مفرغة، فإنه يمكن استخدام نظام إنشائي مكون من كمرات متقاطعة على شكل شبكة ترتكز عليها مجموعة من البلاطات المصمتة (أو ذات القوالب المفرغة) صغيرة الأبعاد نسبيًا.

ب) يتم ترتيب الكمرات المتقاطعة عادة في اتجاهين متعامدين لتكون بواكي مستطيلة أو مربعة rectangular grid، كما يمكن ترتيب الكمرات في اتجاه القطرين لتكون بواكي على شكل متوازي أضلاع skew grid، أو ترتيبها في ثلاثة اتجاهات لتكون بواكي مثلثة quadruple grid.

ج) يكون هذا النظام مناسب من الناحية الإنشائية في حالة تساوي قطاع الكمرات المتقاطعة، وعندما تكون نسبة المستطيلية للأبعاد الكلية للبلاطات في حدود من ١.٠٠ إلى ١.٥٠.

د) يتم إيجاد القوى الداخلية وتصميم بـواكي البلاطـات بـين الكمـرات المتقاطعـة طبقًا للبند ٦/٢/٢ أو للبند ٦/٢/٥.

ه) يتم إيجاد القوى الداخلية في الكمرات المتقاطعة باستخدام نظرية المرونة، والتي تضمن استيفاء اشتراطات الاتزان وتوافق الانفعالات. ويمكن استخدام أحد الطرق المبسطة بشرط التأكد من أن يكون الحل متوافق مع السلوك الفعلي للنظام الإنشائي للكمرات المتقاطعة.

و) يجب استيفاء ما ورد بالبند ٦/٣ الخاص بالكمرات.

مثال ٨-١: صمم بلاطات الدور ذو السطح 15 m × 12 باستخدام نظام الكمرات المتقاطعة لتحمل حمل حي يساوي $400\ kg/m^2$.

الحل

$$\frac{L_y}{L_x} = \frac{15}{12} = 1.25 < 1.50$$ (آمن)

أبعاد البلاطة $= 4 \times 5$

نأخذ سمك البلاطة: $t_s = 12\ cm$

الأحمال على البلاطة لكل متر مربع واحد:

$$w_s = 0.12 \times 2.5 = 300\ kg/m^2$$

$$L.L = 400\ kg/m^2$$

وزن الأرضيات $= 150\ kg/m^2 = 850\ kg/m^2$

✪ تصميم البلاطة S_1:

$$r = \frac{5}{4} = 1.25$$

$$\alpha = 0.47 \text{ ، } \beta = 0.32$$

$$M_\alpha = 0.47 \times 0.85 \times \frac{4^2}{10} = 0.64\ m.t/m'$$

$$M_\beta = 0.32 \times 0.85 \times \frac{5^2}{10} = 0.49\ m.t/m'$$

باستخدام طريقة أحمال التشغيل:

$$K_1 = 0.33 \text{ ، } K_2 = 1230$$

$$F_c = 55 \ kg/m^2 \text{ ، } F_s = 1400 \ kg/m^2$$

$$d = 0.33\sqrt{\frac{0.64 \times 15^5}{106}} = 8.35$$

نأخذ: $d = 10.5 \text{ cm} \text{ ، } t = 12 \text{ cm}$

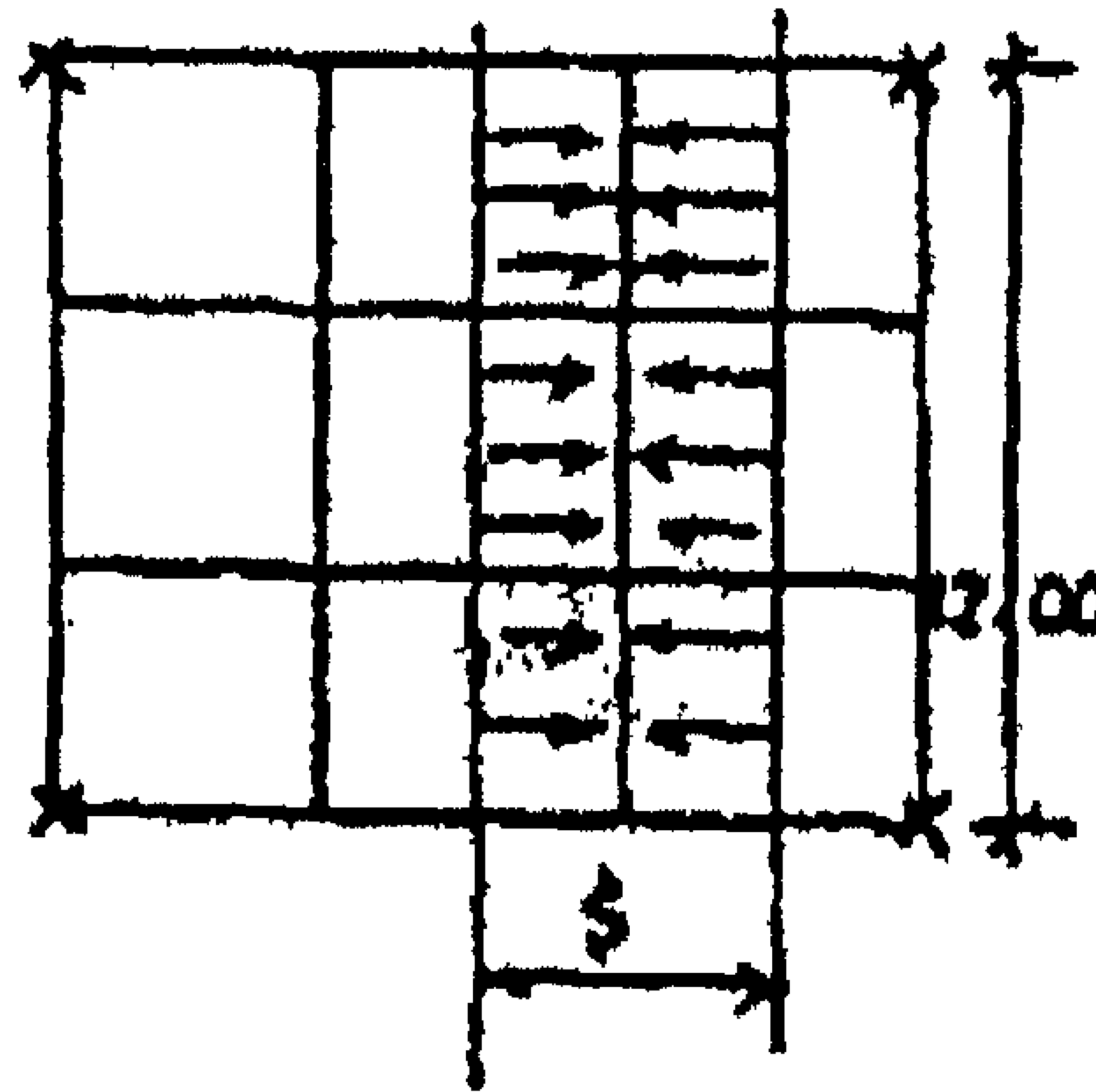
$$A_{s_\alpha} = \frac{0.64 \times 10^5}{1230 \times 10.5} = 4096 \text{ cm}^2$$

نأخذ: $7\phi 10m^\backslash$

$$A_{s_\beta} = \frac{0.49 \times 10^5}{1230 \times 905} = 4.19 \text{ cm}^2$$

نأخذ: $6\phi 10m^\backslash$

۞ تصميم الكمرة B_1 :



الشكل ٨-١٢: مسقط أفقي (نظام إنشائي مع توزيع أحمال)

وزن البلاطة $= 0.85 \ t/m^2$

$$t = \frac{\text{span}}{15-18} = 80 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ to } 40 \text{ cm}$$

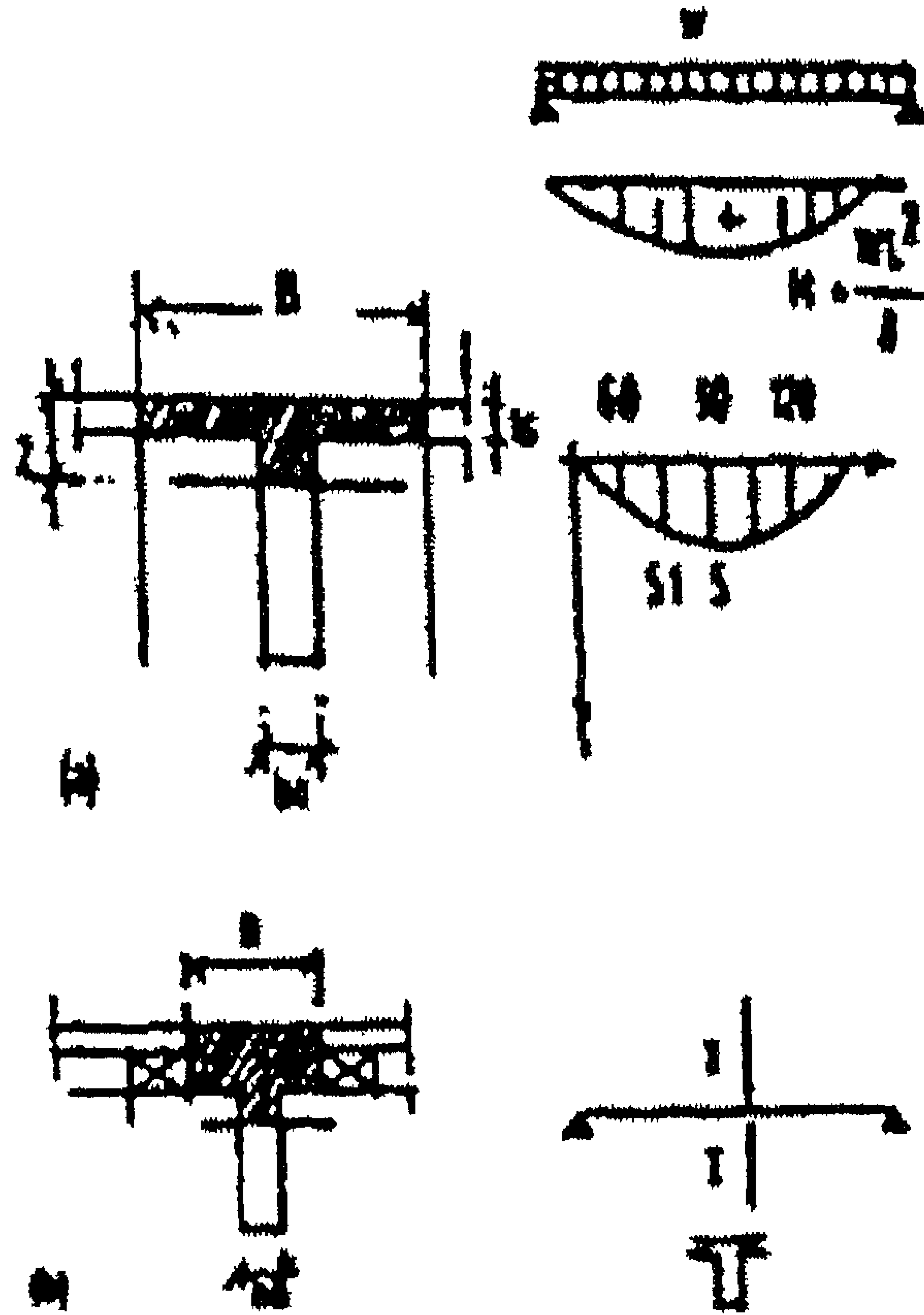
$$o.w=\frac{0.25(0.8-0.12)\times 2.5\times 12\times 2}{12\times 15}$$

$$+\frac{0.25(0.8-0.12)\times 2.5\times 2.5\times 2}{12\times 15}=\frac{22.95}{12\times 15}=0.128\ t/m^2$$

$$w_{tot}=0.85+0.128\cong 1.0\ t/m^2$$

$$r=\frac{15}{12}=1.25$$

باستخدام معاملات جراشوف فإن: $\alpha=0.70$ ، $\beta=0.30$



الشكل ٨-١٣

$$w_\alpha=0.7\times 1\times S_1=0.7\times 1\times \frac{15}{3}=3.5\ t/m'$$

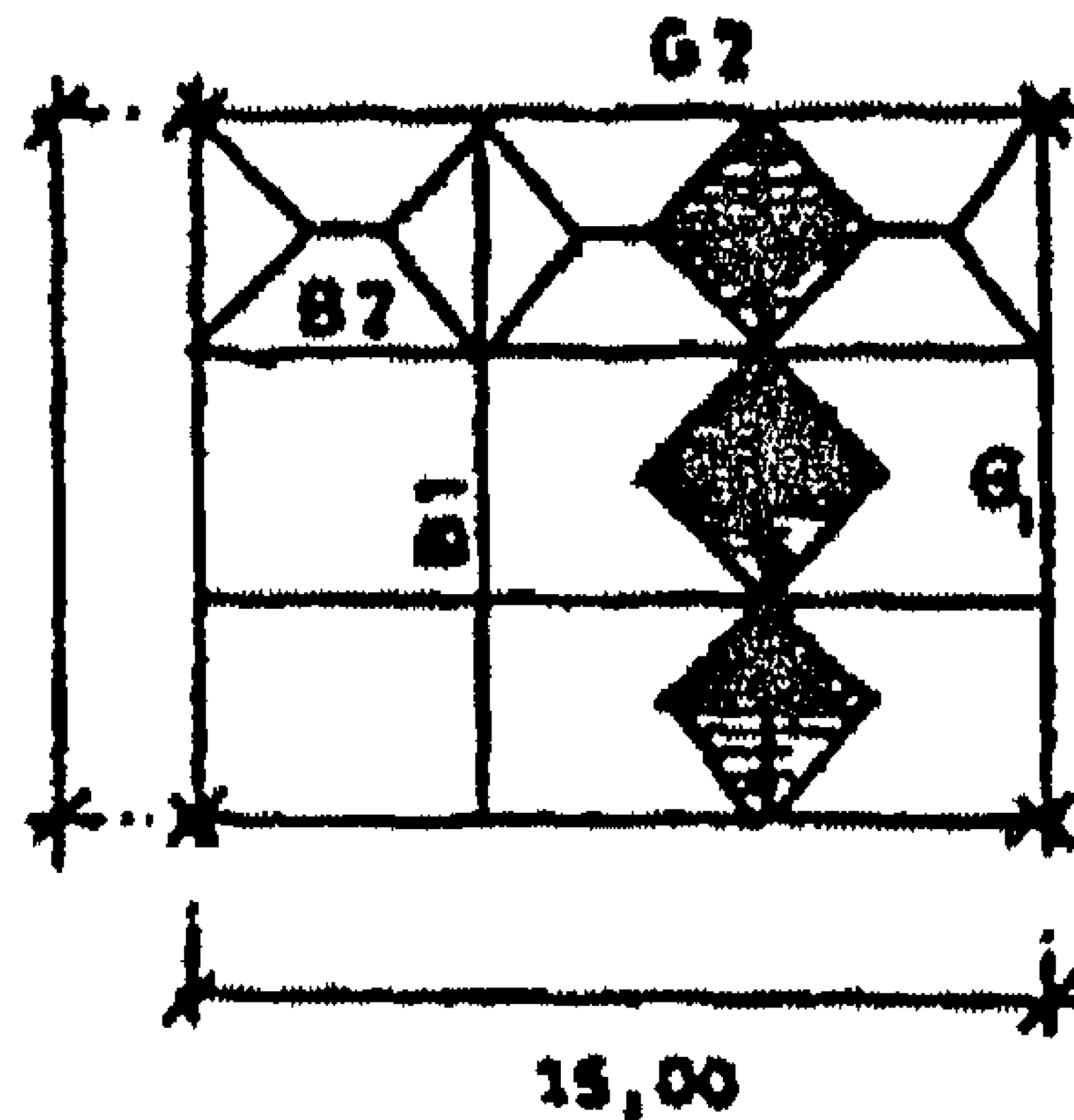
$$w_\beta=0.30\times 1\times S_2=0.30\times 1\times \frac{12}{3}=1.2\ t/m'$$

$$M_\alpha = \frac{w_\alpha L^2}{8} \times \frac{\delta_1}{\delta} = \frac{3.5 \times 12^2}{8} \times \frac{\sin 60}{\sin 90}$$

عزوم الانحناء عند أقصى قيمة في منتصف البحر.

$$M_\alpha = \frac{3.5 \times 12^2}{8} \times 0.866 = 54.56 \text{ m.t}$$

حالة بلاطات مصمتة



الشكل ٨-١٤: مسقط أفقي (نظام إنشائي توزيع أحمال)

قطاع حرف T نفترض العرض الابتدائي B حيث:

$$B = 12 t_s + bo = 12 \times 12 + 25 = 169 \text{ cm}$$

$$z = 0.14 \sqrt{\frac{54.5 \times 15^5}{169}} = 25.15 > t_s \ (12.0 \text{ cm})$$

نأخذ (لمقاومة القص):

$$bo = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{bo} = \frac{169}{30} = 5.6$$

$$\frac{t_s}{z} = \frac{12}{25.15} = 0.48$$

$$r = 0.8$$

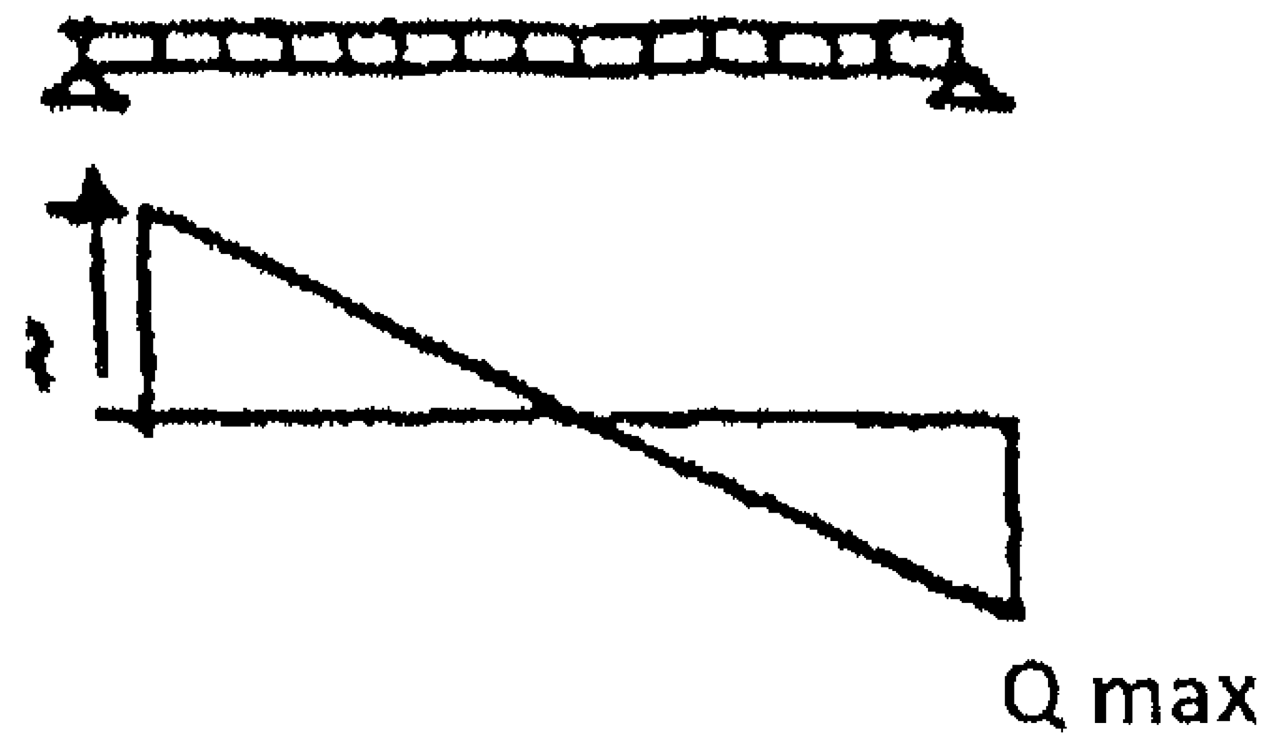
$$Br = 0.8 \times 169 = 135.2$$

نأخذ:

$$F_c = 50 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$K = 0.36$



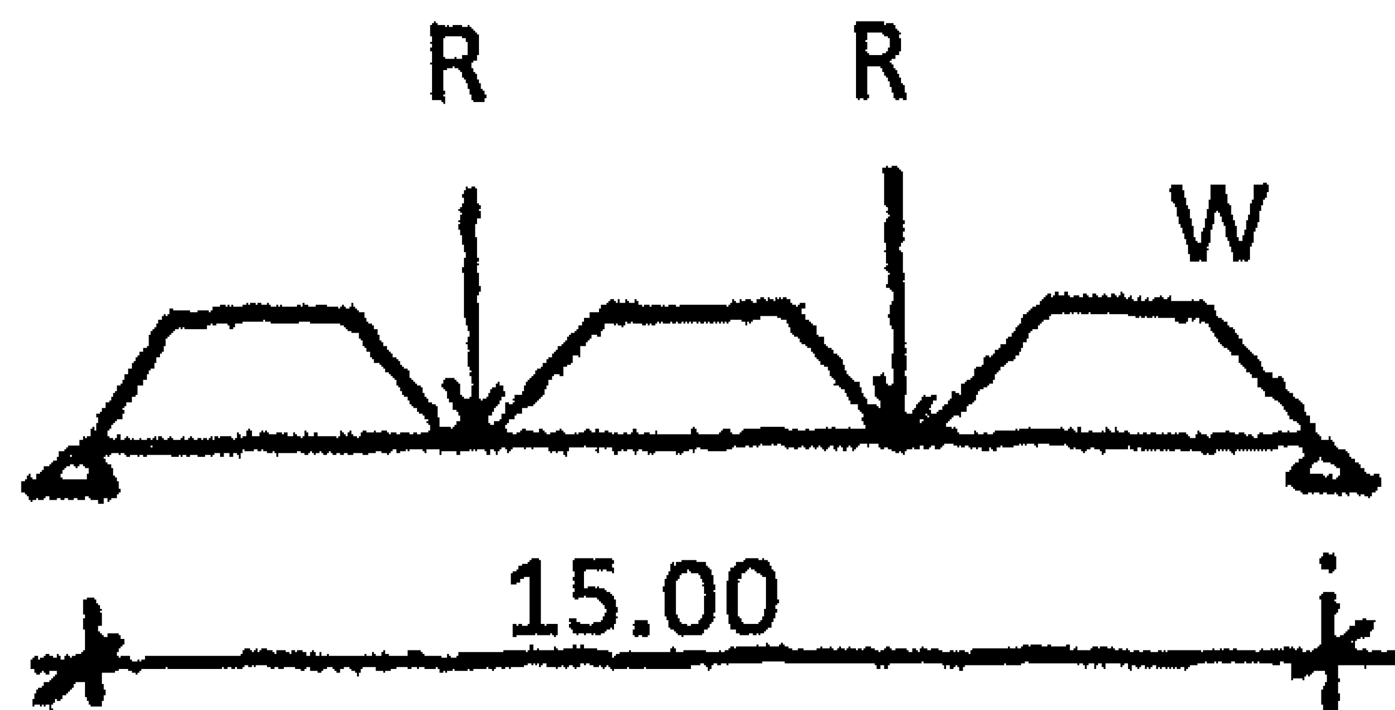
الشكل ٨-١٥: شكل قوى القص

$$d = 0.36\sqrt{\frac{54.56\times10^5}{135}} = 72.37$$

نأخذ: $d = 76 \text{ cm}$ ، $t = 80 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{54.56\times10^5}{1240\times76} = 57.89 \text{ cm}^2$$ 12ϕ25

❂ فحص القص:



الشكل ٨-١٦: شكل الأحمال

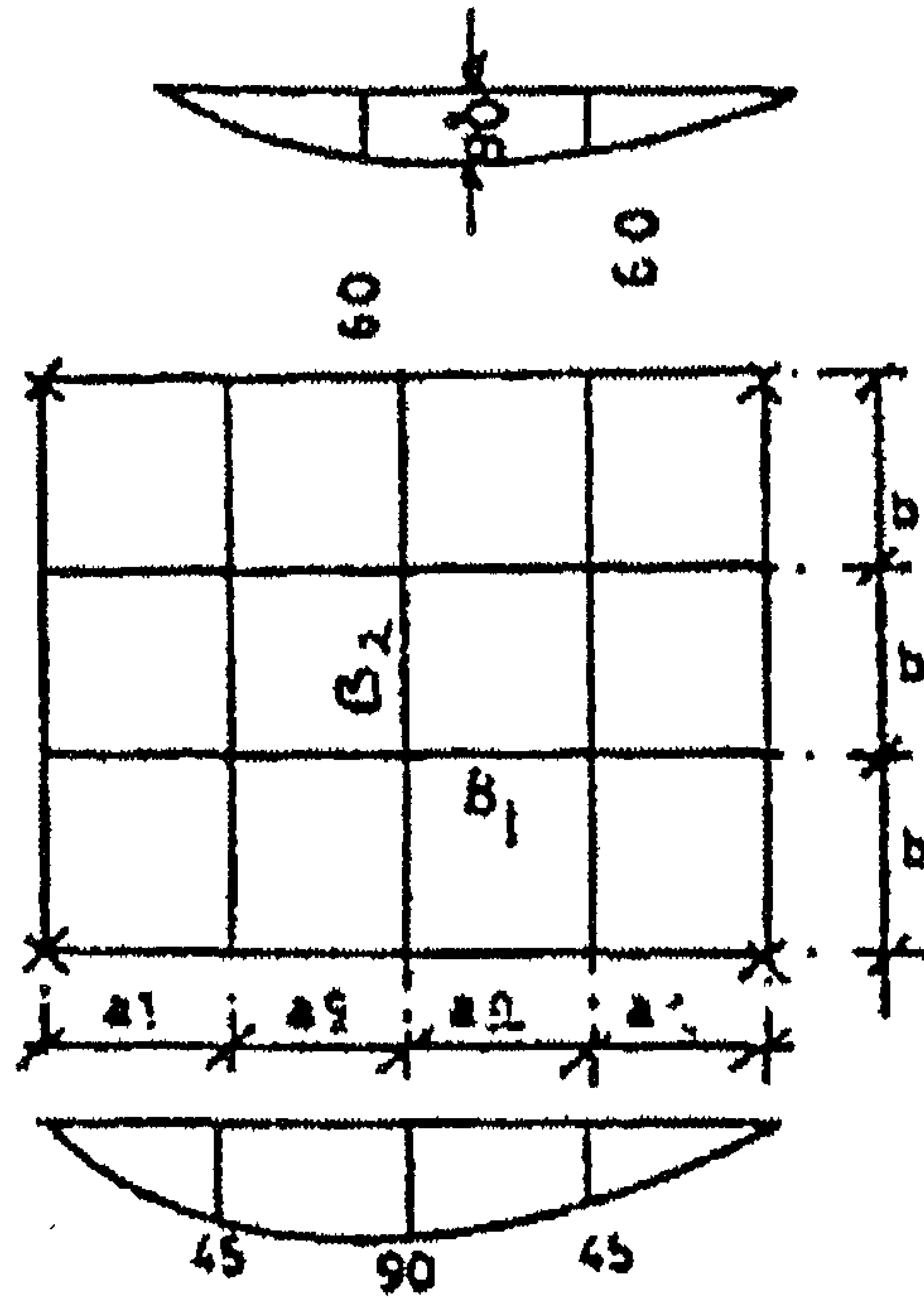
$$w_{shear} = 0.30\times0.68\times2.5+0.85\times\frac{4}{2}\times2\times0.5 = 2.21 \text{ t/m}^{\backslash}$$

$$Q = 2.21\times\frac{12}{2} = 13.26 \text{ t}$$

$$q = \frac{13.26\times10^3}{0.87\times30\times76} = 6.68 \text{ kg/cm}^2 < 7.0 \text{ kg/cm}^2$$ (آمن)

نأخذ $7\phi8/\text{m}^{\backslash}$ كانات، $4\phi25$ أسياخ مكسحة.

۞ تصميم الكمرة الرئيسية G:



الشكل ٨-١٧: شكل منحنى الترخيم (منحنى جيب الزاوية)

$$R = 2.21 \times \frac{12}{2} = 13.26 \text{ t}$$

$$bt = 40 \times 90$$

$$w = 0.4(0.9 - 0.12) \times 2.5$$

$$+0.85 \times \frac{4}{2} \times 0.60 + \text{wall load (assumed} = 0) = 1.8 \ \text{t/m}$$

$\text{Shear } \beta = 0.6$ (من الجدول ٢-٤)

$$\alpha = \beta = 0.6 \text{ case (7)}$$

$$M = 1.8 \times \frac{15^2}{8} + 13.26 \times 5 = 116.92 \text{ m.t}$$

$$Q_{max} = 13.26 + 1.8 \times \frac{15}{2} = 26.76 \text{ t}$$

إذا كانت الكمرة الرئيسية بسيطة الارتكاز، وتحمل بلاطة من جهة واحدة.

$$B = 6t_s + bo = 6\times12+40 = 112\ cm$$

$$z = 0.14\sqrt{\frac{116.92\times10^5}{112}} = 45.23\ cm > t_s$$

$$\frac{t_s}{z} = \frac{12}{45.2} = 0.27$$

$$\frac{B}{bo} = \frac{112}{40} = 2.8$$

$$Br = 0.6\times112 = 67.2\ cm$$

نأخذ: 40×175

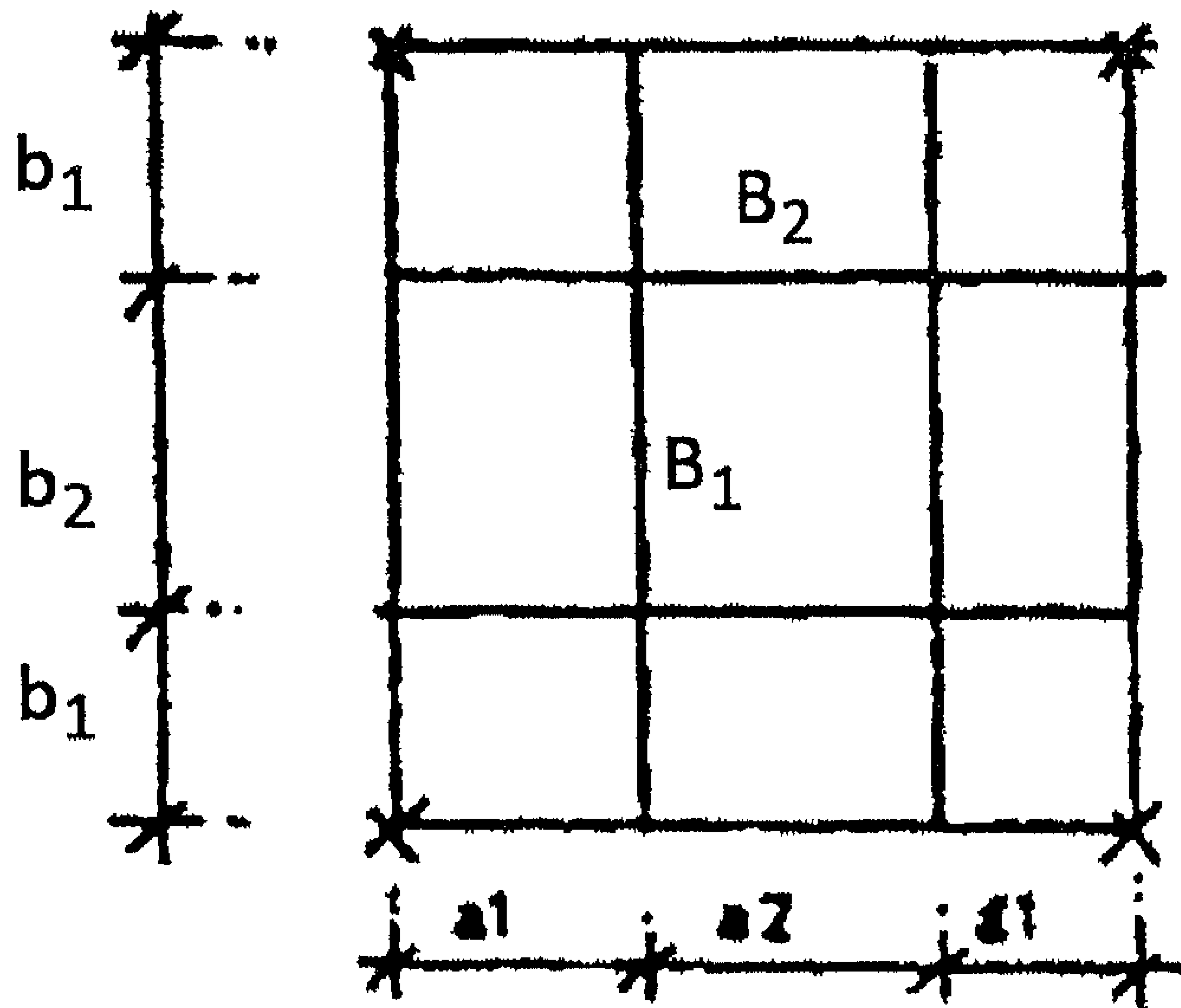
$$A_s = \frac{116.92\times10^5}{1250\times170} = 55.02\ cm^2$$ $12\phi25$

فحص القص:

$$q = \frac{26.76\times10^3}{40\times170\times0.87} = 4.52\ kg/cm^2 < 7.0$$ (آمن)

يمكنك تصميم B_2 ، G_2 باتباع نفس الخطوات.

حالات مختلفة



الشكل ٨-١٨: مسقط أفقي الكمرات المتقاطعة

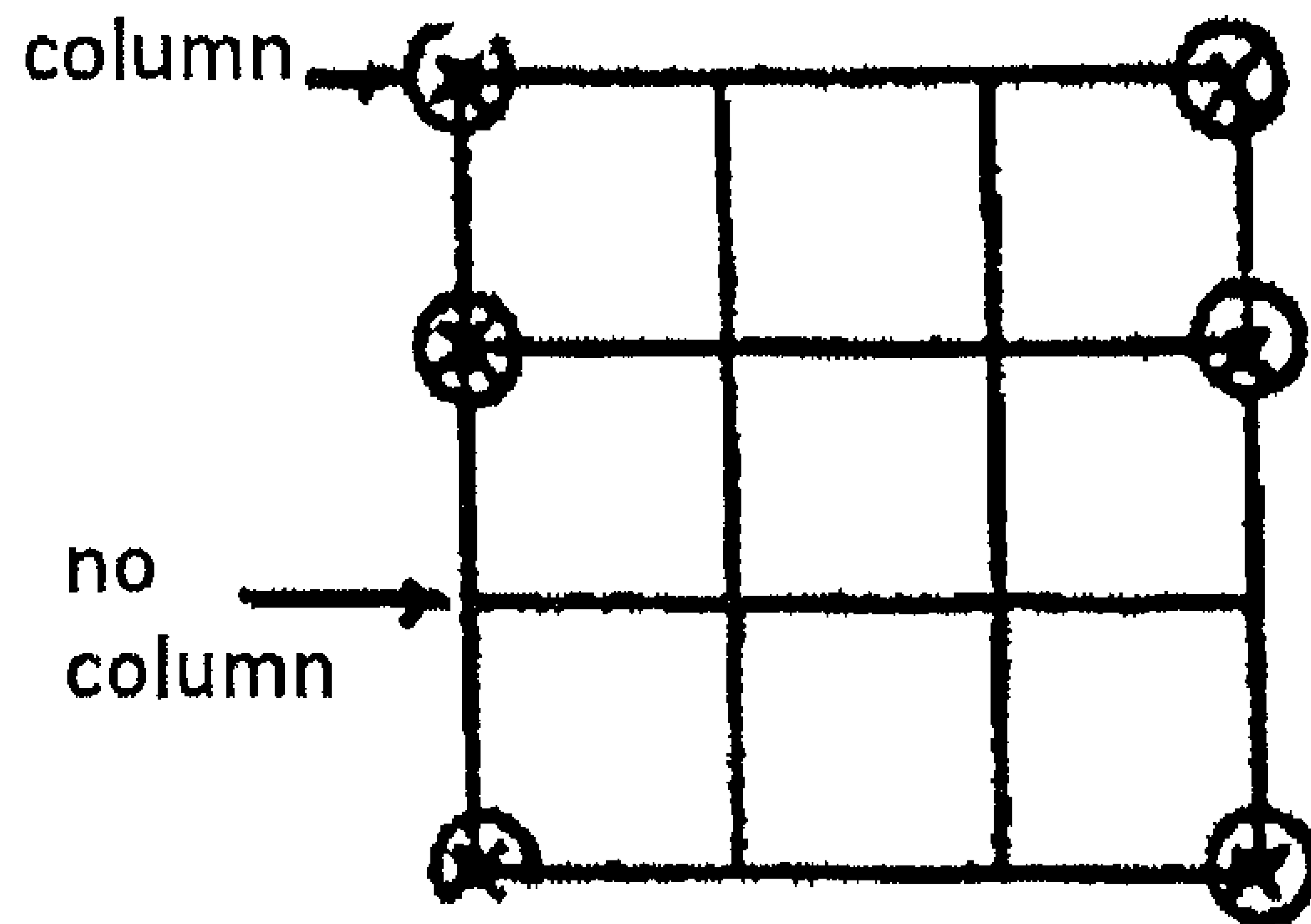
١. 3 × 2 كمرات متقاطعة.

٢.
$$\delta_{B_1} = \frac{\sin \frac{a_1}{a_1 + a_2} \times 90}{\sin 90} = \frac{\sin 45}{\sin 90}$$

$$\delta_{B_2} = \frac{\sin \frac{b_1 \times 90}{b_1 + \frac{b_2}{2}}}{\sin 90} = \frac{\sin 60}{\sin 90}$$

٣. حالات كمرات متقاطعة على المائل (الشكل ٨–٢١).

٤. كمرات متقاطعة مع عدم وجود تجانس في الأعمدة (الشكل ٨–١٩).



الشكل ٨–١٩: حالة كمرات متقاطعة مع وجود أعمدة غير متجانسة

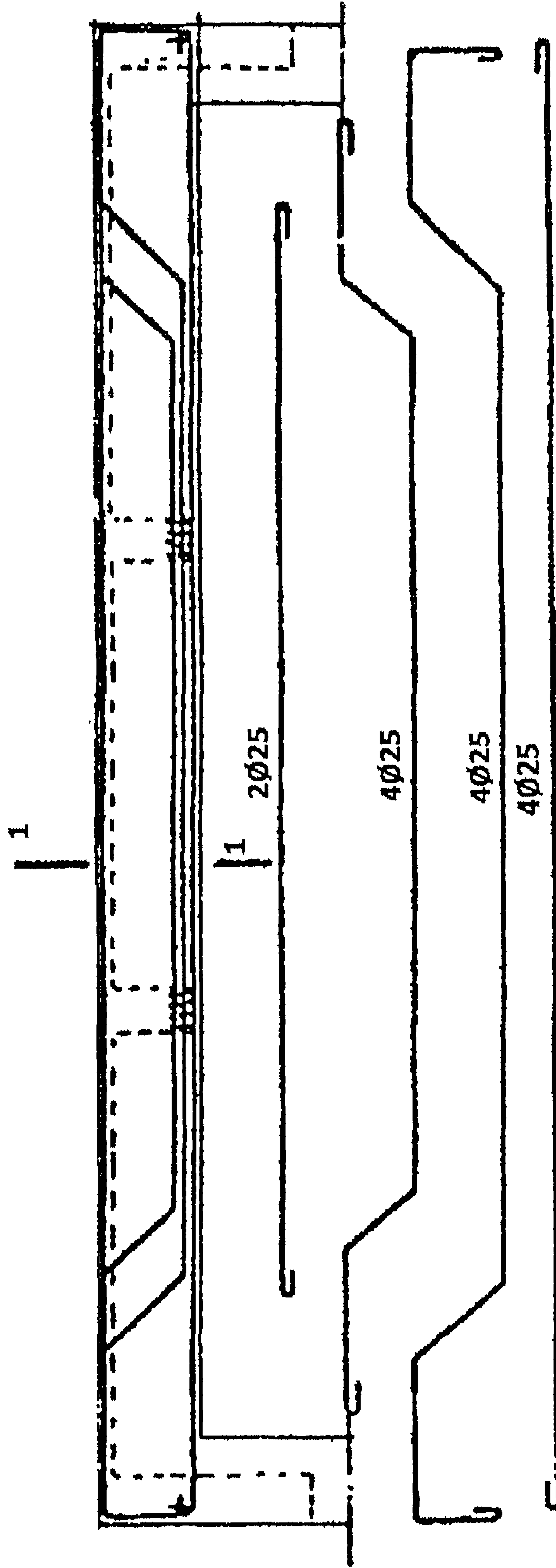
٨-٣-٢ الكمرات المتقاطعة على المائل (القطرية)

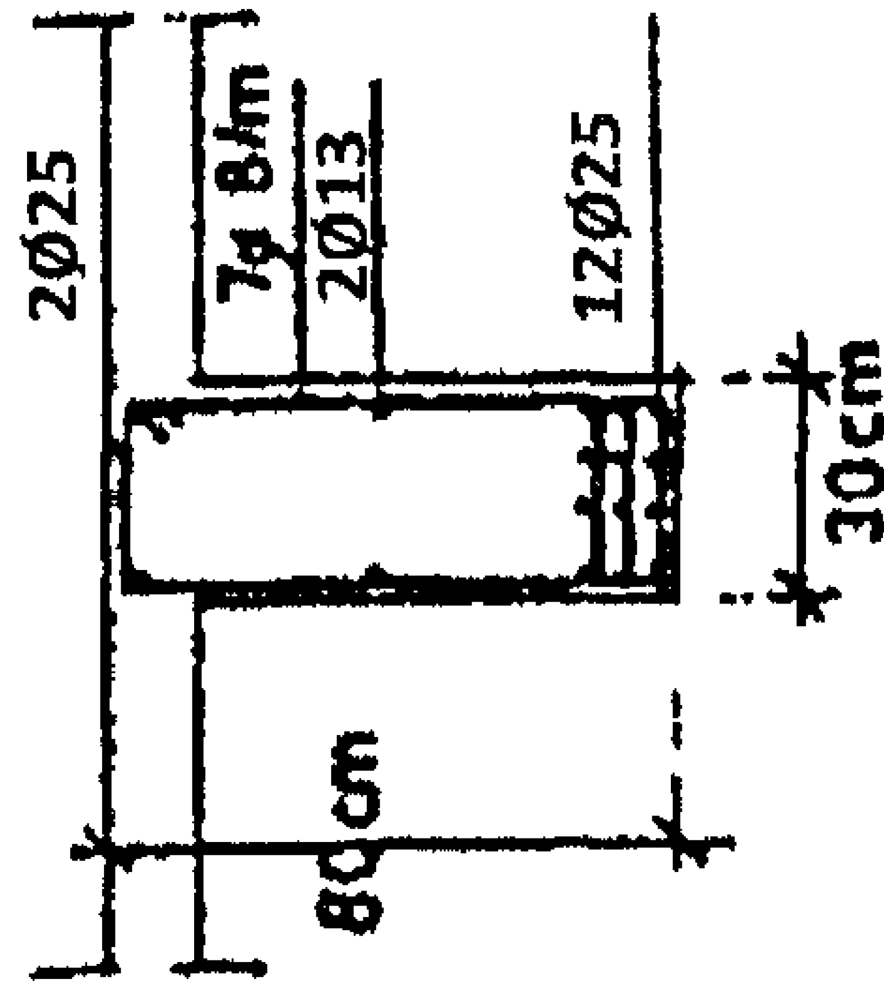
الكمرات المتقاطعة على المائل نوع خاص من الكمرات المتقاطعة، وهي تُرتب لتتقاطع على المائل في اتجاه القطر على الزاوية، والكمرات الخارجية تعتبر المصدر الرئيسي لسعة تحمل السقف.

والركائز الطرفية يمكن أن تأخذ أي شكل (أعمدة أو كمرات) وهذا غالبًا يتحكم في النتيجة النهائية للتصميم.

وعزم الالتواء عادة ما يتواجد في هذه الأنظمة للأسقف بالرغم من أن قيمته القصوى تكون بالقرب من أركان السقف.

هذه الأسقف يمكنها تحمل أحمال ثقيلة وكذلك مركزة، وتحليل هذه الأسقف يمكن أن يتم بطريقة القوة–الإزاحة force-displacement method وذلك بمساعدة برامج الكمبيوتر.

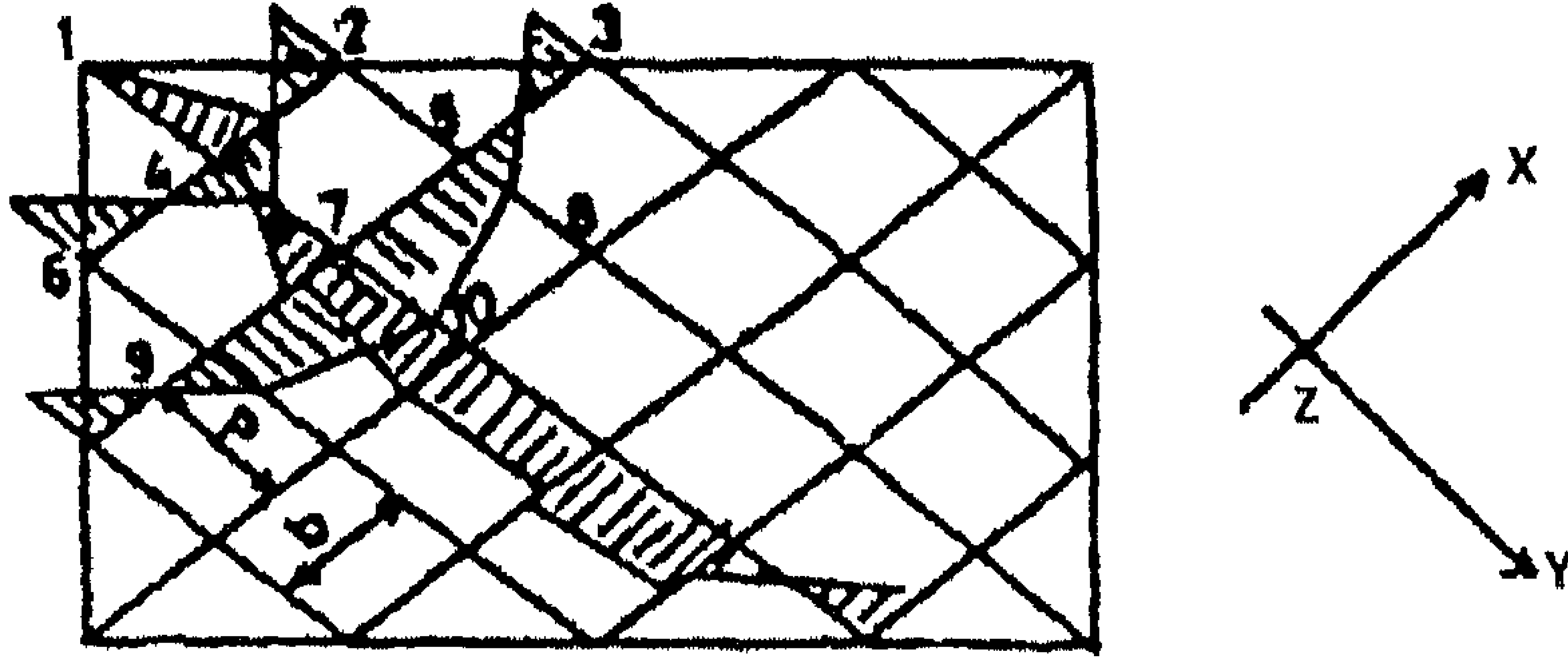




SEC. 1-1

الشكل ٨-٢٠ : قطاع طولي لتسليح الكمرات المتقاطعة مع قطاع عرضي لبيان تسليح الكمرة المتقاطعة

فعمومًا، فإنه عند أي نقطة مثال نقطة (٥) بالشكل ٨–٢٠ فإنه يكون هناك سبع قيم غير معروفة، أي أنه هناك أربع قيم لعزوم الانحناء M_{52} ، M_{53} ، M_{57} ، M_{58} ، وقيمتين لعزوم الالتواء T_{57} ، T_{58} ، وقيمة واحدة للترخيم $\Delta 5$.

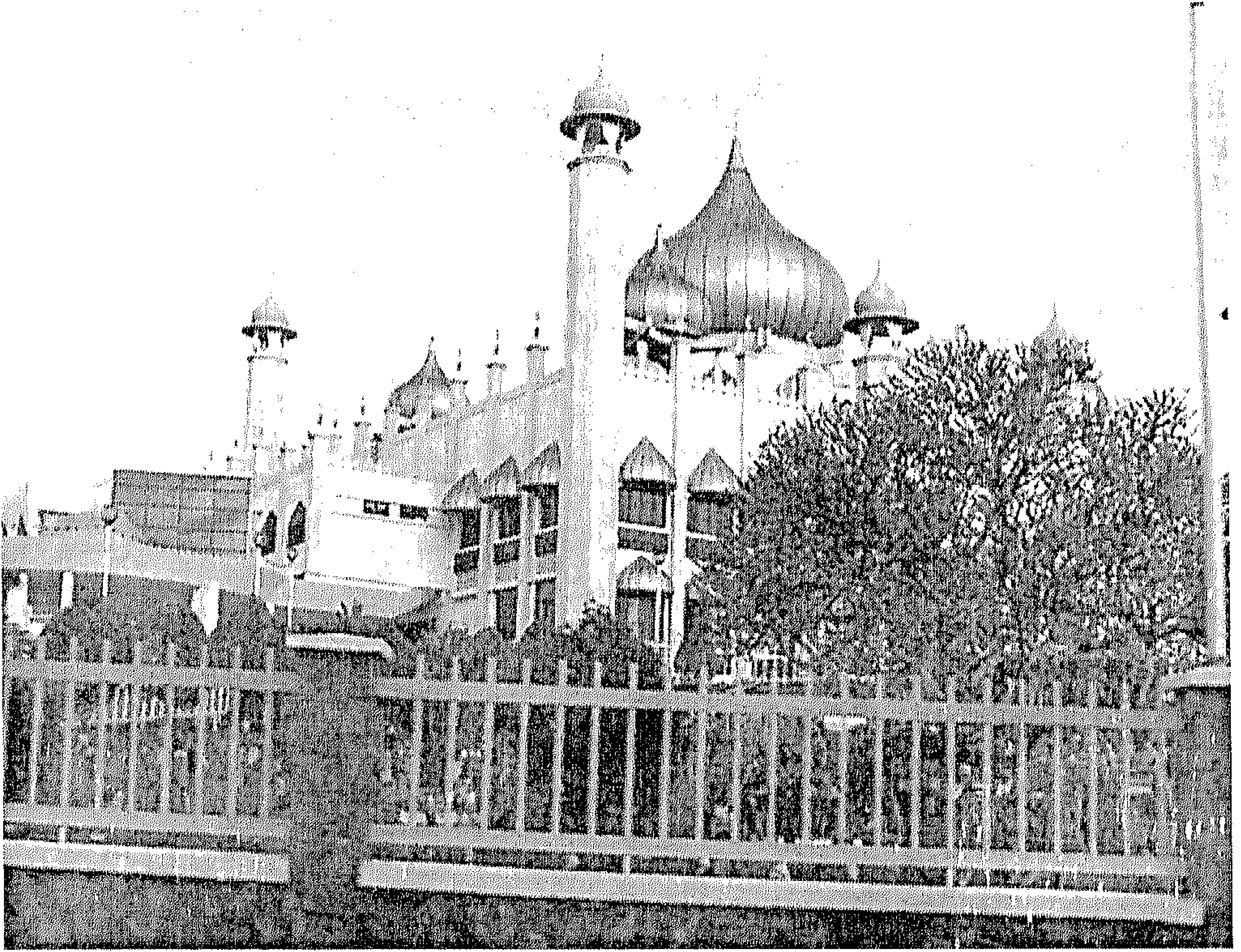


الشكل ٨–٢١: الكمرات المتقاطعة القطرية

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿ مَا كَانَ لِلْمُشْرِكِينَ أَن يَعْمُرُوا مَسَٰجِدَ ٱللَّهِ شَٰهِدِينَ عَلَىٰٓ أَنفُسِهِم بِٱلْكُفْرِ ۚ أُوْلَٰٓئِكَ حَبِطَتْ أَعْمَٰلُهُمْ وَفِى ٱلنَّارِ هُمْ خَٰلِدُونَ ﴾

[التوبة: ١٧]



٩

سقف المسجد ذو القبة أو المخروط

٩ـ١ مقدمة

إن القاعة الرئيسية للمسجد -كما ذكرنا سابقًا- يمكن أن يتم تغطيتها بواسطة قبة خرسانية أو مخروط خرساني، أو بواسطة قبة ومخروط مزدوجين.

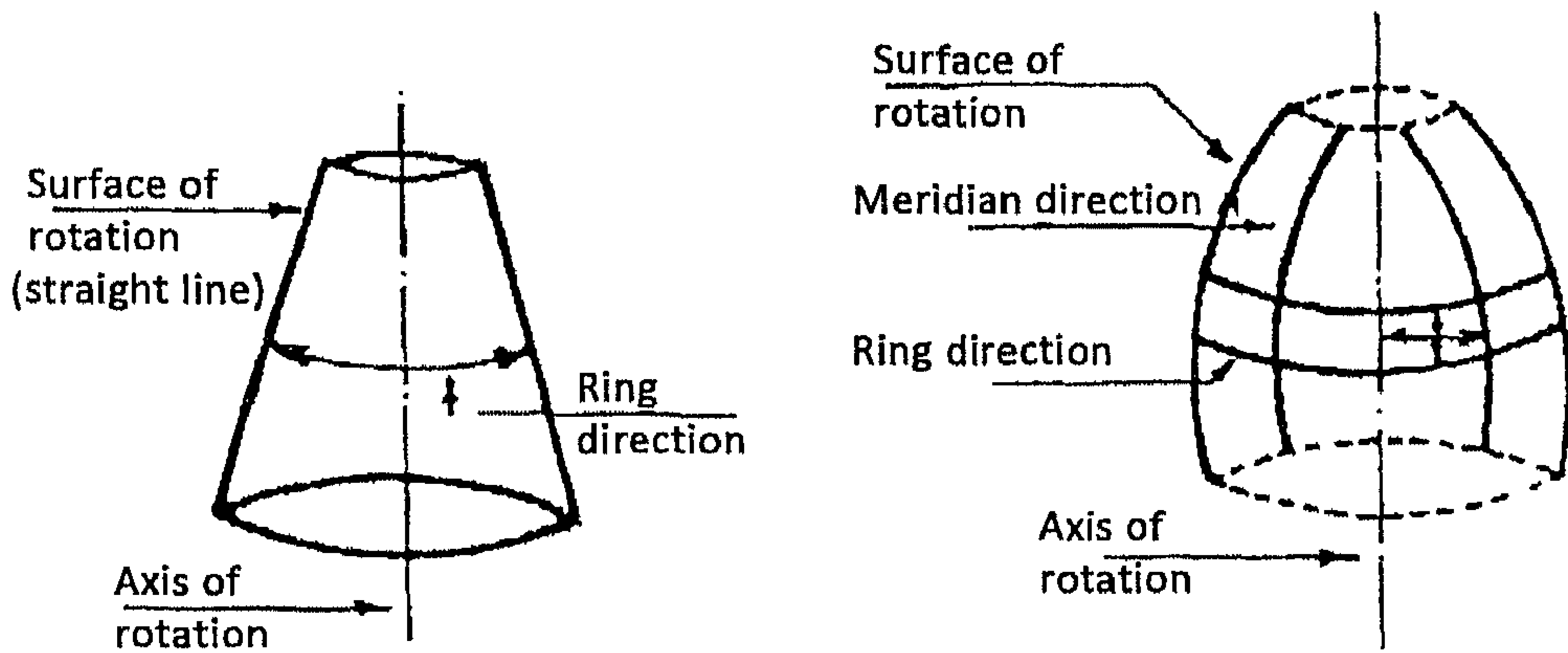
إن هذه الأنظمة تعتبر أنواع مختلفة من الأسطح الدورانية surface of revolution، وسوف نقوم بشرح هذه الأنظمة في هذا الباب مع كل تفاصيلها.

٩ـ٢ الأسطح الدورانية

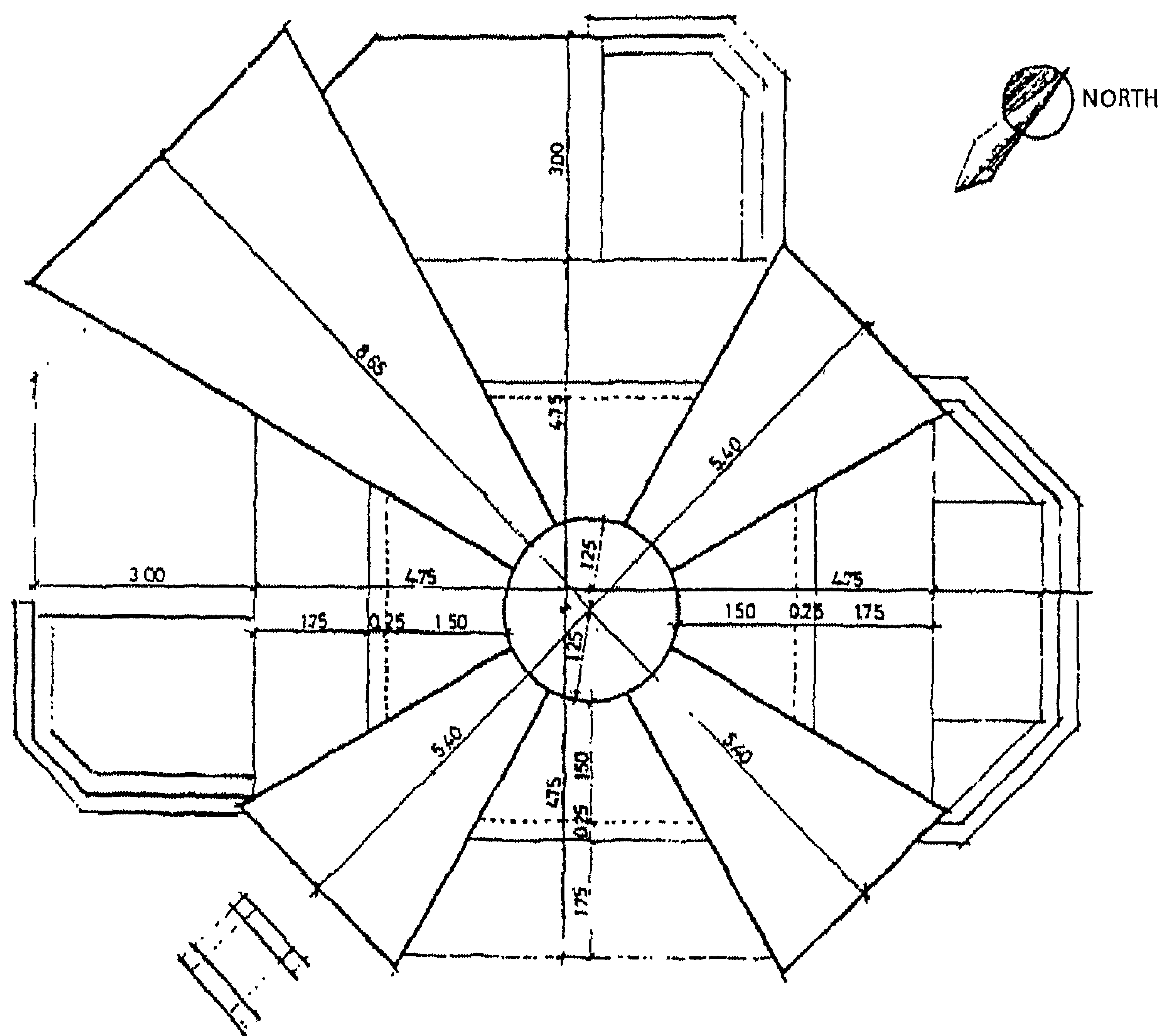
هناك العديد من أنواع الأسطح الدورانية، فالأسطح الدورانية على الحقيقة عبارة عن منشآت ثلاثية الأبعاد، تُخلق من دوران أي منحنى أو خط مستقيم حول محور للدوران.

١. يمكن لهذه المنشآت أن تكون منحنيين في اتجاه واحد أو في اتجاهين.
٢. نتيجة السمك الصغير جدًا لسطح الدوران، فإنه سوف يعمل على أساس أنه غشاء خرساني concrete membrane.
٣. ونتيجة الانحناء، فإن الأحمال سوف تنتقل من مستوى الغشاء، مما يعني أنه سوف ينتقل عبر الغشاء كأنه قوة محورية في الغشاء membrane force.

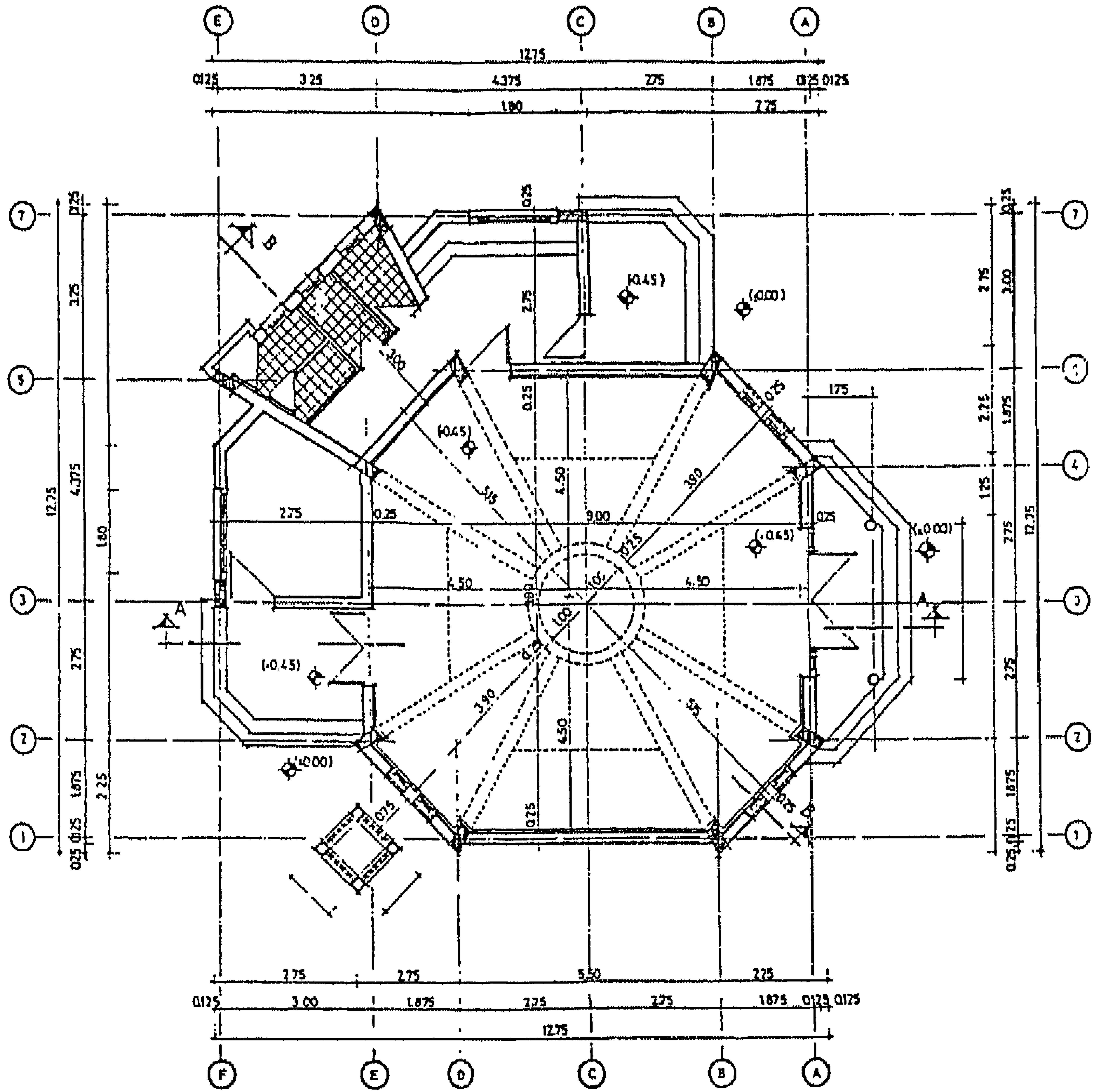
وعادة، فإننا سوف نحدد هذه القوى في اتجاهين؛ الاتجاه الأول، الاتجاه المماس للقطر، والاتجاه الثاني، الاتجاه الحلقي.



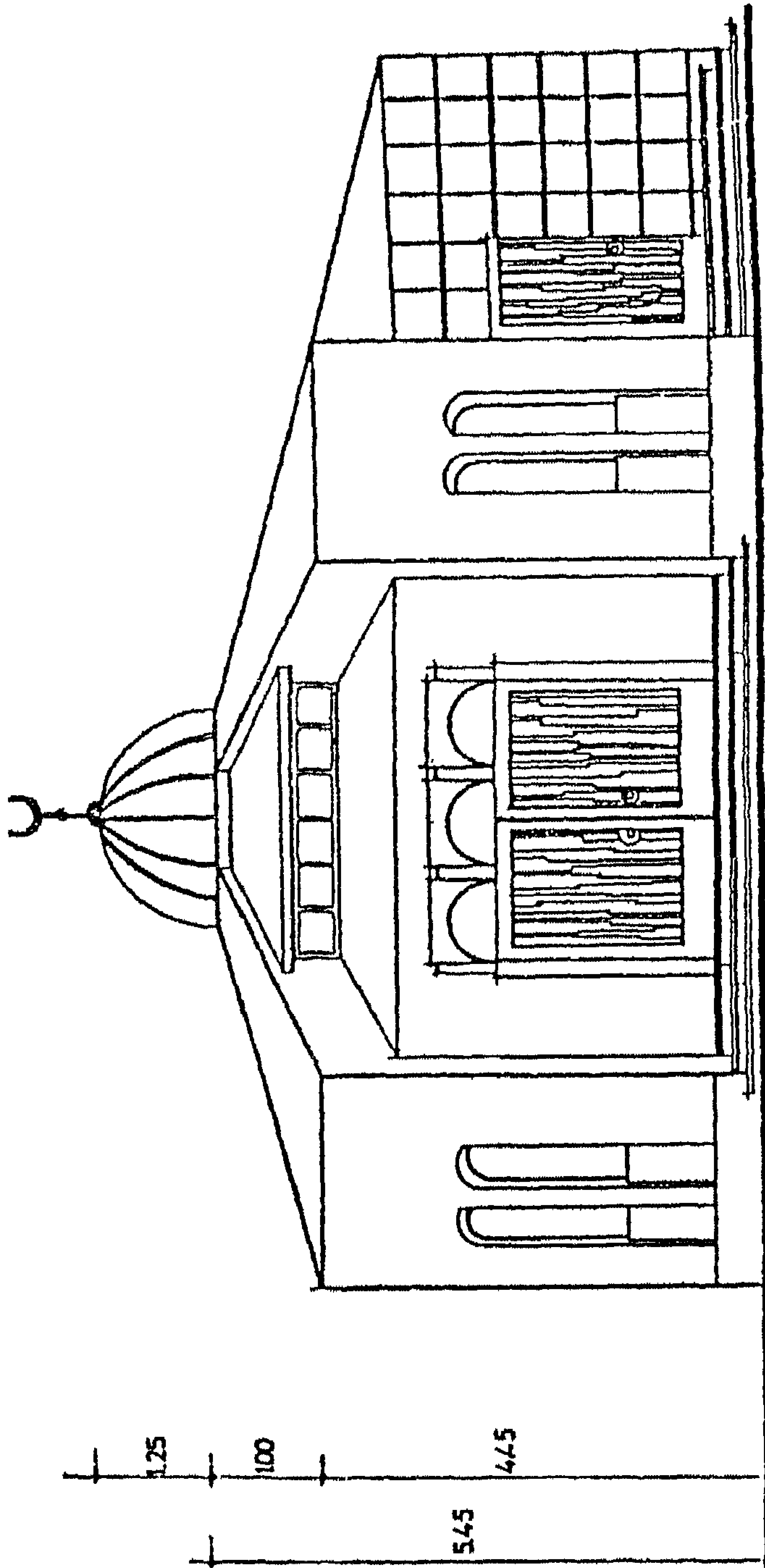
الشكل ٩-١: أنواع من الأسطح الدورانية



الشكل ٩-٢: مسقط أفقي لسطح المسجد (معماري)



الشكل ٩-٣: مسقط أفقي الدور الأرضي (معماري)

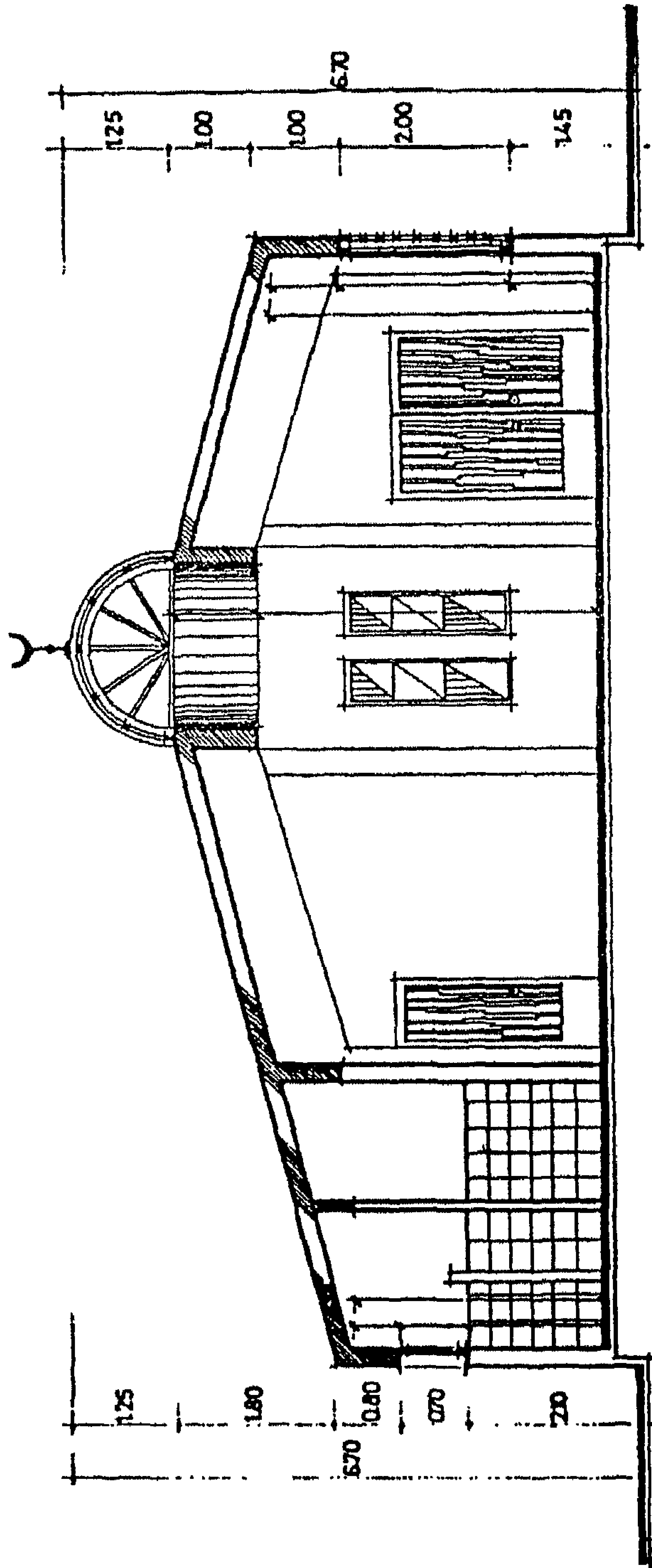


MAIN VIEW

الشكل ٩-٤: الواجهة الرئيسية

SECTION (A-A)

الشكل ٩-٥: قطاع معماري طولي A-A



SECTIONAL ELEVATION (B-B)

الشكل ٩-٦: قطاع معماري طولي B-B

مثال ٩-١: عن المسجد ذو السقف بالإطارات القطرية.

المعطيات

$F_c = 80\ kg/cm^2$

$C_{cu} = 250\ kg/cm^2$

Mild steel 24/37

$F_{c_{beam}} = 95\ kg/cm^2$

$L.L = 100\ kg/m^2$

$F_s = 1400\ kg/cm^2$

الحـل

تصميم البلاطات

۞ **البلاطة S_1 : بلاطة ذات اتجاهين 3.0 × 3.0.**

$$r = \frac{3.6}{3} = 1.2$$

$$\alpha = 0.45$$

$$\beta = 0.25$$

$$W = 0.1 \times 2.5 + 0.1 + 0.2 = 0.55\ t/m^2$$

$$M_\alpha = 0.55 \times 0.45 \times \frac{3^2}{8} = 0.28\ m.t/m^\backprime$$

$$t = 10\ cm \rightarrow 6\phi 8/m^\backprime$$

$$M_\beta = 0.55 \times 0.25 \times \frac{3.6^2}{8} = 0.22\ m.t/m^\backprime \qquad 5\phi 8/m^\backprime$$

۞ **البلاطة S_2 : بلاطة ذات اتجاهين 3.5 × 2.25.**

$$r = \frac{3.5}{2.25} = 1.56$$

$$\alpha = 0.62$$

$$\beta = 0.15$$

$$M_\alpha = 0.55 \times 0.62 \times \frac{5.25^2}{8} = 0.21\ m.t/m^\backprime \qquad 5\phi 8/m^\backprime$$

$$M_\beta = 0.55 \times 0.15 \times \frac{3.5^2}{8} = 0.13\ m.t/m^\backprime \qquad 5\phi 8/m^\backprime$$

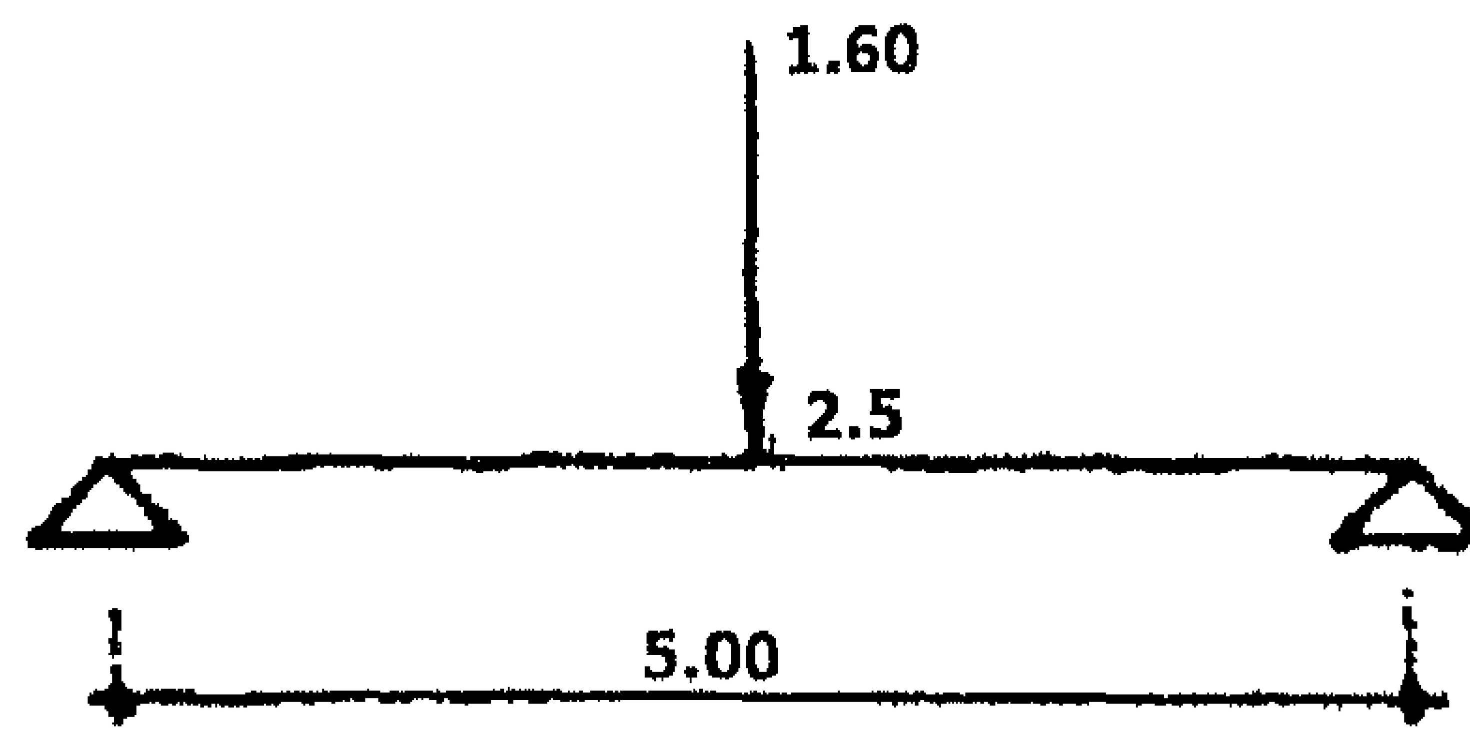
۞ البلاطة S_3 : بلاطة ذات اتجاه واحد.

$$W = 0.2 \times 2.5 + 0.1 + 0.15 = 0.75\ t/m^2$$

$$M = \frac{0.75 \times 4^2}{8} = 1.5\ m.t/m^\backslash$$

$$A_s = \frac{1.5 \times 10^5}{1250 \times 8} = 6.67\ cm^2 \qquad 6\phi 13/m^\backslash$$

۞ البلاطة S_4 :



الشكل ٩-٧: تحميل الكمرة

$$M = \frac{2.5^2}{8} \times 0.65 = 0.51\ m.t/m^\backslash$$

$$t = 12\ cm$$

$$A_s = 3.96\ cm^2 \qquad 6\phi 10/m^\backslash$$

۞ الإطار البلكونة:

$$W = 1.2$$

$$M = 1.2 \times \frac{5^{-2}}{8} + 1.6 \times \frac{5}{4} = 5.75\ m.t$$

$$25 \times 50$$

$$A_s = 10.6\ cm^2 \qquad 4\phi 19$$

۞ الإطار الرئيسي:

$$M_5 = 3 \times \frac{2^2}{2} + 2.1 \times 2.25 \times 3.125 = 25.77\ m.t$$

$$M_1 = 1 \times 1 = 1.0\ m.t$$

$$\delta_{11} = \frac{1}{EI}\left(1\times1\times\frac{1}{3}\times4.25+1\times1\times5.0\right)=\frac{6.42}{EI}$$

الشكل ٩-٨: نظام التحميل

باستخدام طريقة الشغل التخيلي

$$\delta_{10} = \frac{1}{EI}\left(20.77\times5\times1+\frac{20.77\times1}{4}\times4.25\right)=\frac{125.9}{EI}$$

$$X=\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}=\frac{125.9}{6.42}=19.61\ t$$

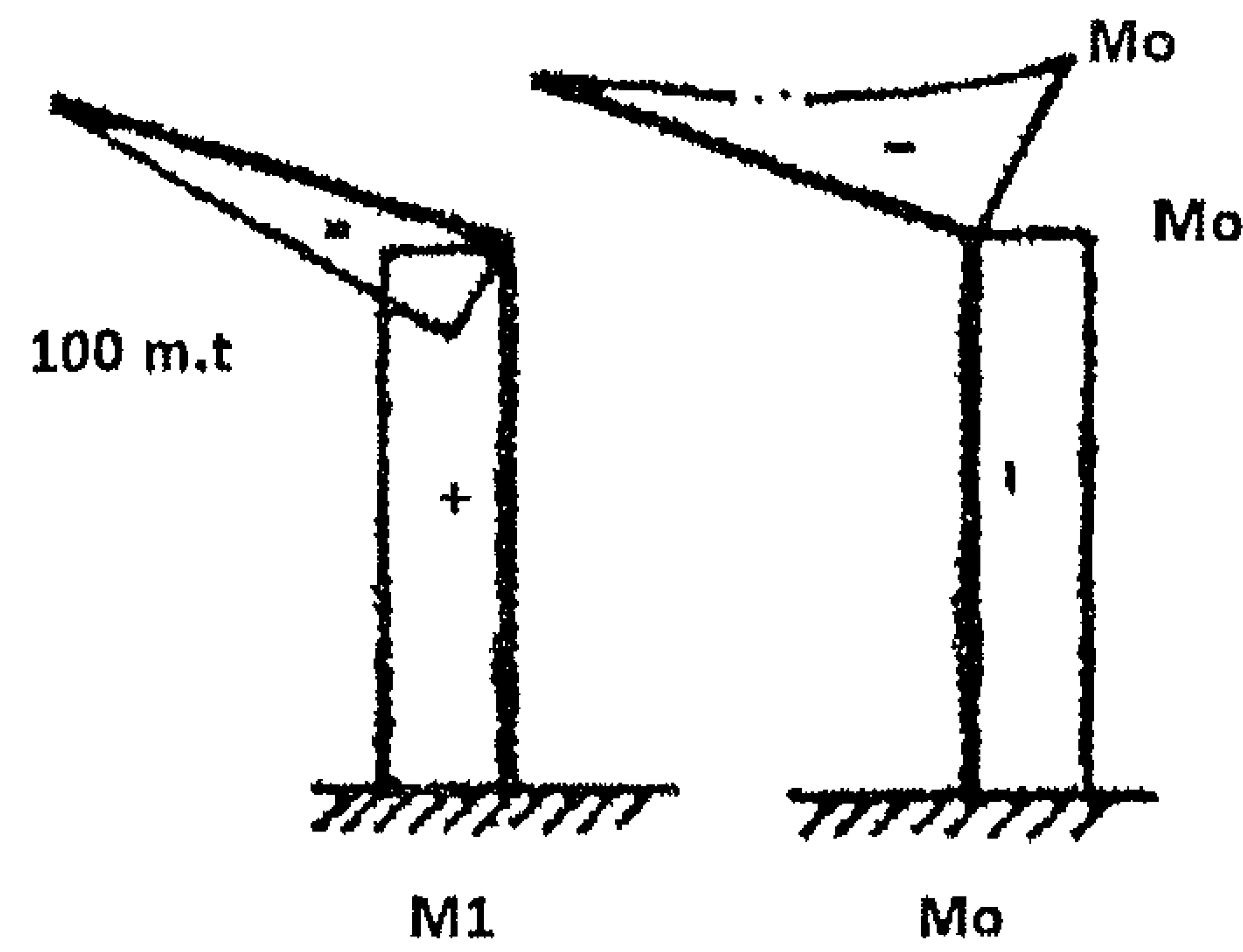
$$M_1 = 20.77-19.61\times1=1.16\ m.t$$

$$M_2 = 19.61\times0.54-2.1\times\frac{2.25^2}{2}=5.27\ m.t$$

حالة رديئة

$$d=0.242\sqrt{\frac{20.6\times10^5}{25}}=69.59$$

نختار: 25×75



الشكل ٩-٩: عزوم الانحناء والقوى المحورية

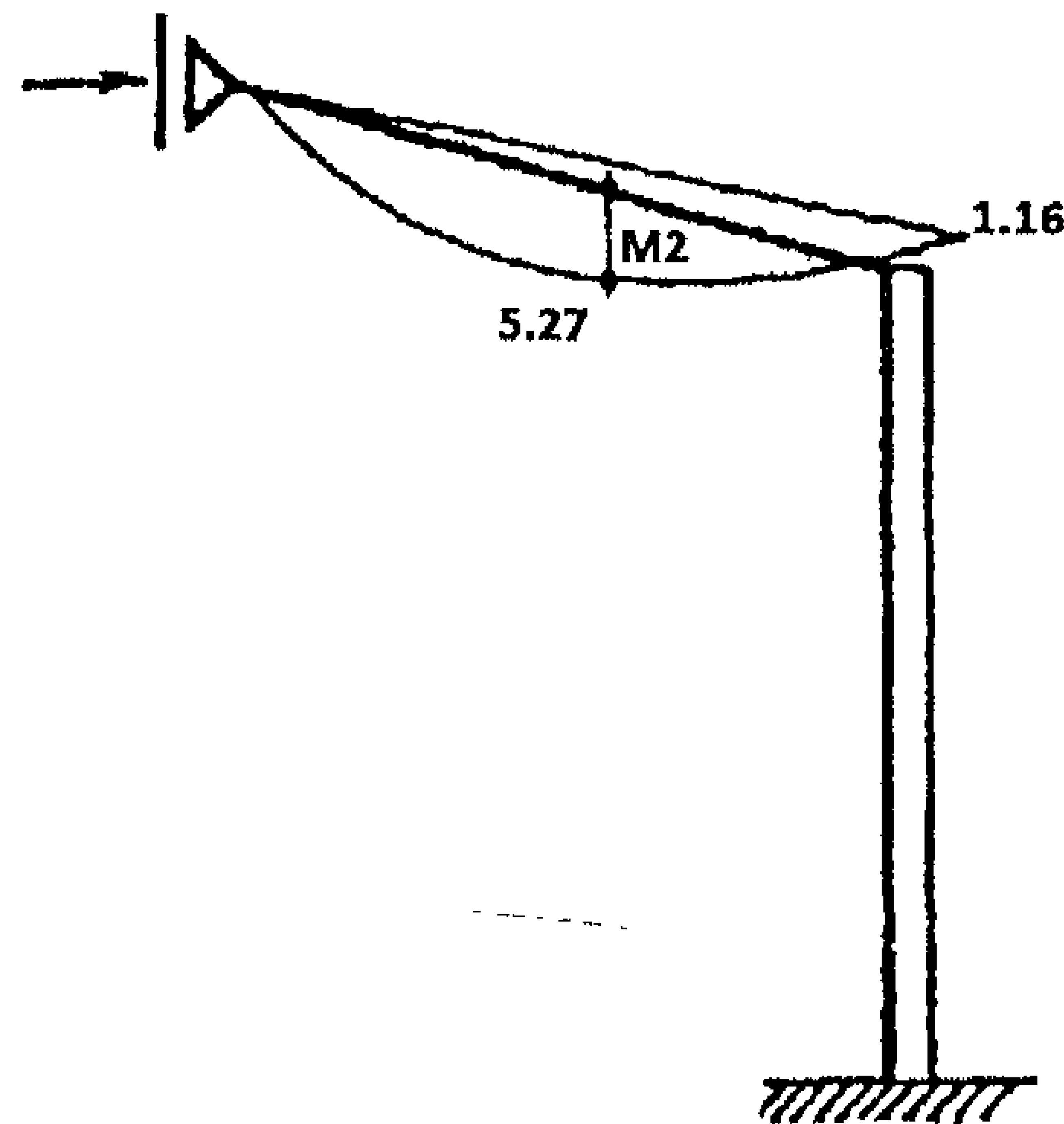
إذا كانت : $N = 20.0\ t$ ،

$M = 5.27\ m.t$

فإن : $d_0 = 0.3\sqrt{\dfrac{5.27\times10^5}{25}} = 43.55$

$\therefore\ d_1 = 1.25\times43.55 = 54.4$

نختار: 25×60



الشكل ٩-١٠: عزوم الانحناء

$$e_o = \frac{5.27\times10^5}{20\times10^3} = 26.35\ cm$$

$$e_s = 26.35 + 30 - 5 = 51.35$$

$$\frac{e_s}{d} = \frac{51.35}{55} = 1.0$$ إزاحة متوسطة

$$M_s = 20 \times \frac{51.35}{100} = 11.0 \text{ m.t}$$

$$d = 0.26\sqrt{\frac{11 \times 10^5}{25}} = 54.5$$

نختار: 25×70

$$A_s = \frac{11 \times 10^5}{1200 \times 65} - \frac{20}{1.4} = 14.1 - 14.28 \cong \text{Zero}$$

$$A_s = 14.1 \text{ cm}^2 = 0.8 \times \frac{25 \times 70}{100} = 14 \text{ cm}^2$$

نختار $6\phi19$ تسليح شد ، $4\phi19$ تسليح ضغط.

تصميم الأعمدة

✪ العمود C_1 :

$$N = 35 \text{ t}$$

$$M = 20 \text{ m.t}$$

(حالة رديئة)

$$e_o = \frac{20}{35} = 0.57$$

$$d_0 = 0.25\sqrt{\frac{20 \times 10}{25}} = 73.4$$

25×75

$$e_s = 0.57 + 0.35 - 0.05 = 0.87$$

$$\frac{e_s}{d} = \frac{0.87}{0.7} = 1.24 > 1.2$$ إزاحة كبيرة

$$M_s = 0.87 \times 35 = 30.45 \text{ m.t}$$

$$A_s = \frac{30.40 \times 10^5}{1200 \times 71} - \frac{20}{1.4} = 35.74 - 14.29 = 21.45 \text{ cm}^2$$

نختار: $4\phi22$

نختار: $4\phi19 + 6\phi16$

✪ العمود C_2 :

$N = 45\ t$

(حالة رديئة) $M = 20\ m.t$

✪ العمود C_3 :

$N = 16\ t$

25×35

آمن $6\phi 13$

✪ العمود C_4 :

$N = 10\ t$

25×25

آمن $4\phi 13$

تصميم القواعد

✪ القاعدة F_1 :

$N = 45\ t$

$F_{bearing} = 1.25\ kg/cm^2$

(أقصى عزم على القاعدة) $M = 6.0\ m.t$

(مساحة القاعدة الخرسانة العادية) $A_{P.C} = \frac{45 \times 1.3}{12.5} = 4.68\ m^2$

$25 \times 2.0 \times 0.5 = L \times B \times T$

(آمن) $F_1 = \frac{45 \times 1.1}{2.5 \times 2} - \frac{6 \times 6}{2.5 \times 2.5 \times 2} = -9.9 \mp 2.88 = -12.78 \cong 1.25$

(آمن) $F_2 = -7.02 > 0$

$A_{R.C} = 2 \times 1.50$

(آمن) $F_1 = \frac{-45}{2 \times 1.5} - \frac{6 \times 6}{2 \times 2 \times 1.5} = -15 - 6 = -21\ t/m^2$

(آمن) $F_2 = -15 + 6 = -9\ t/m^2$

نأخذ: $t = 50.0\ cm$

(لكل اتجاه) $A_s = 8\phi13/m'$

۞ القاعدة F_2 :

$N = 35$

أبعاد القاعدة الخرسانة العادية: $2.4 \times 1.9 \times 0.5$

أبعاد القاعدة الخرسانة المسلحة: $1.9 \times 1.4 \times 0.5$

(لكل اتجاه) $8\phi13/m'$

الجدول ٩-١: جدول القواعد

Type	Plain Concrete			Reinforced Concrete			Long Steel	Short Steel
	L	B	t	L	B	t		
F_1	1.10	1.10	0.40	1.00	1.00	1.00	7ϕ13	7ϕ13
F_2	1.30	1.30	0.40	1.00	1.00	0.50	8ϕ13	8ϕ13
F_3	2.50	2.00	0.40	2.00	1.50	0.50	12ϕ13	16ϕ13
F_4	2.60	2.10	0.40	2.10	1.60	0.50	13ϕ13	17ϕ13
F_5	1.00	1.00	0.40	0.70	0.70	0.40	5ϕ13	7ϕ13

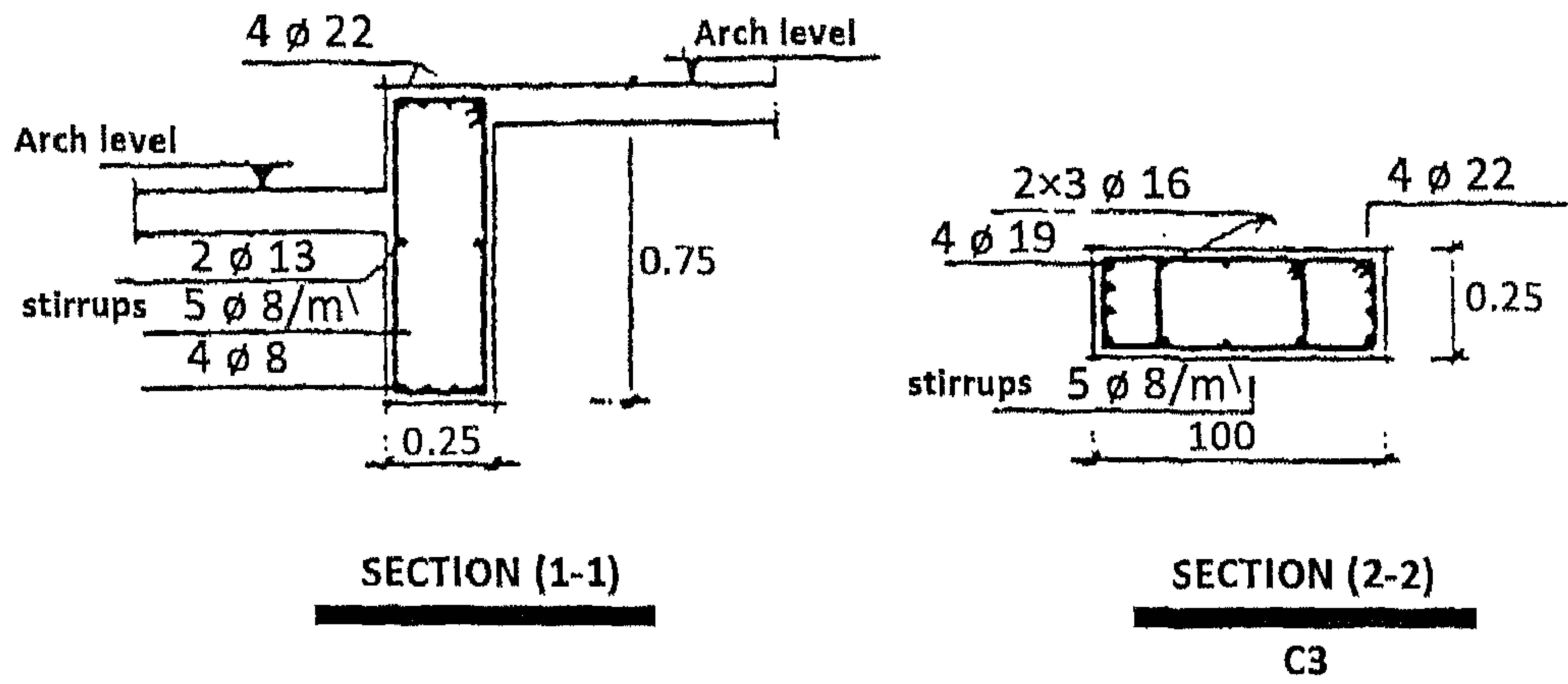
۞ القاعدة F_3 :

$$N = 16\ t$$
$$A_{P.C} = \frac{16 \times 1.2}{12.5} = 1.54\ m^2$$
$$1.3 \times 1.3 \times 0.5$$
$$1.0 \times 1.0 \times 0.5$$
$$8\phi13/m'$$

۞ القاعدة F_4 :

$$N = 10\ t$$
$$A_{P.C} = \frac{10 \times 1.2}{12.5} = 1.0\ m^2$$
$$1.1 \times 1.1 \times 0.5$$
$$0.8 \times 0.8 \times 0.5$$

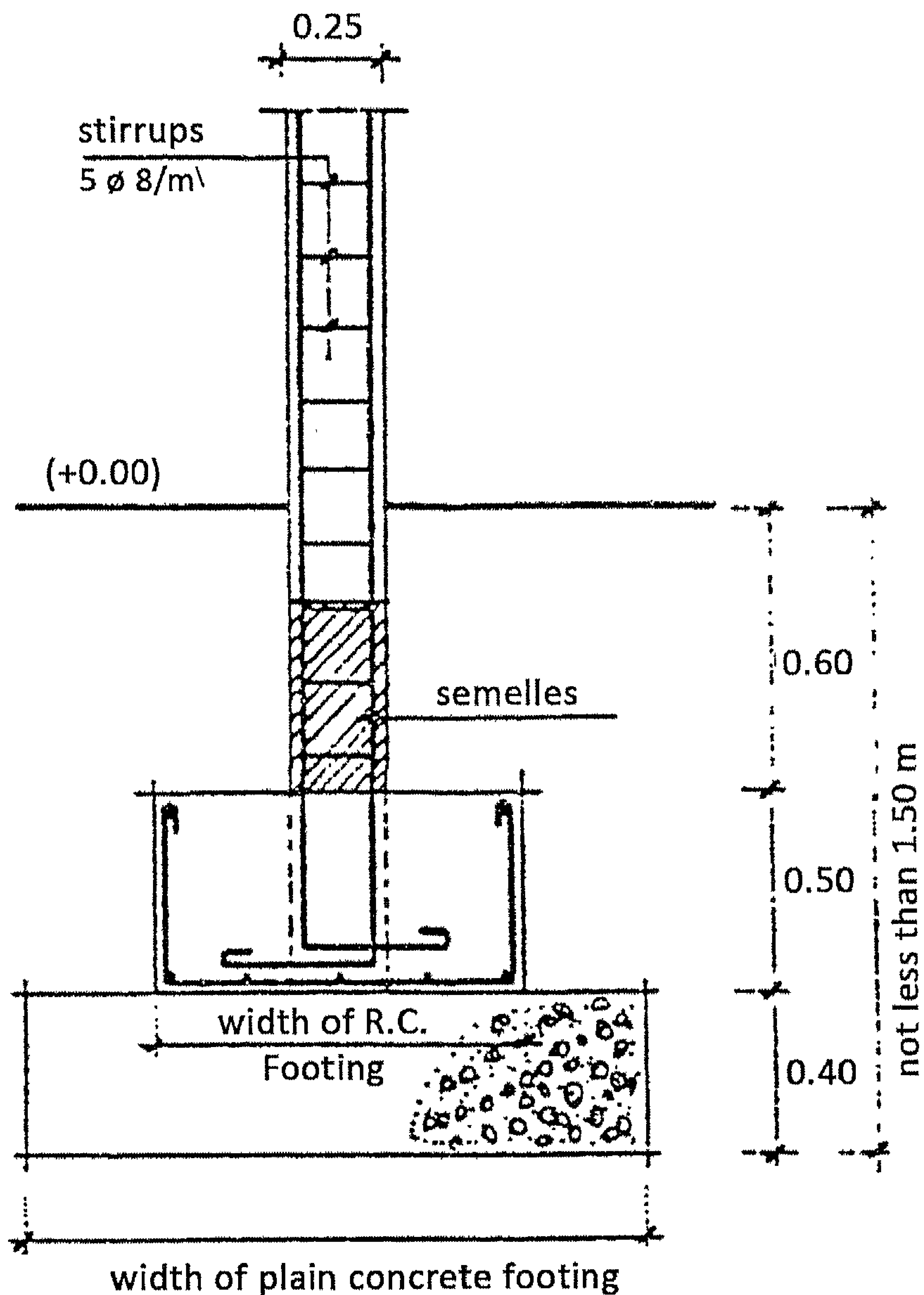
(لكل اتجاه) $7\phi13/m'$



الشكل ٩-١١: قطاعات تسليح

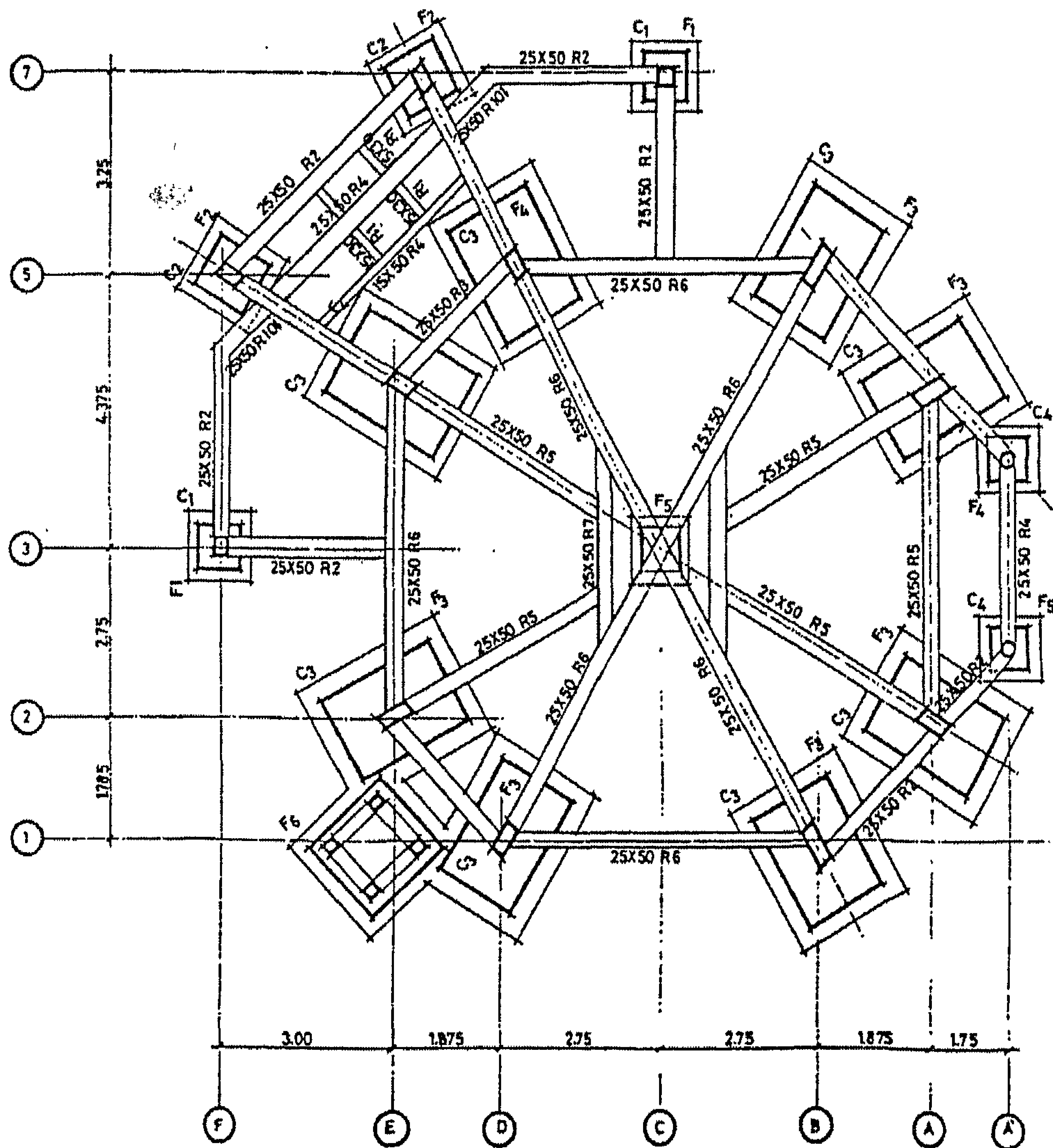
1
1
2
2
100
not less than 1.50 m
0.50
0.40
1Ø10 round
long steel
short steel
SECTION (A-A)
Frame B1

الشكل ٩-١٢: قطاع رأسي لبيان تسليح الإطار البلكونة

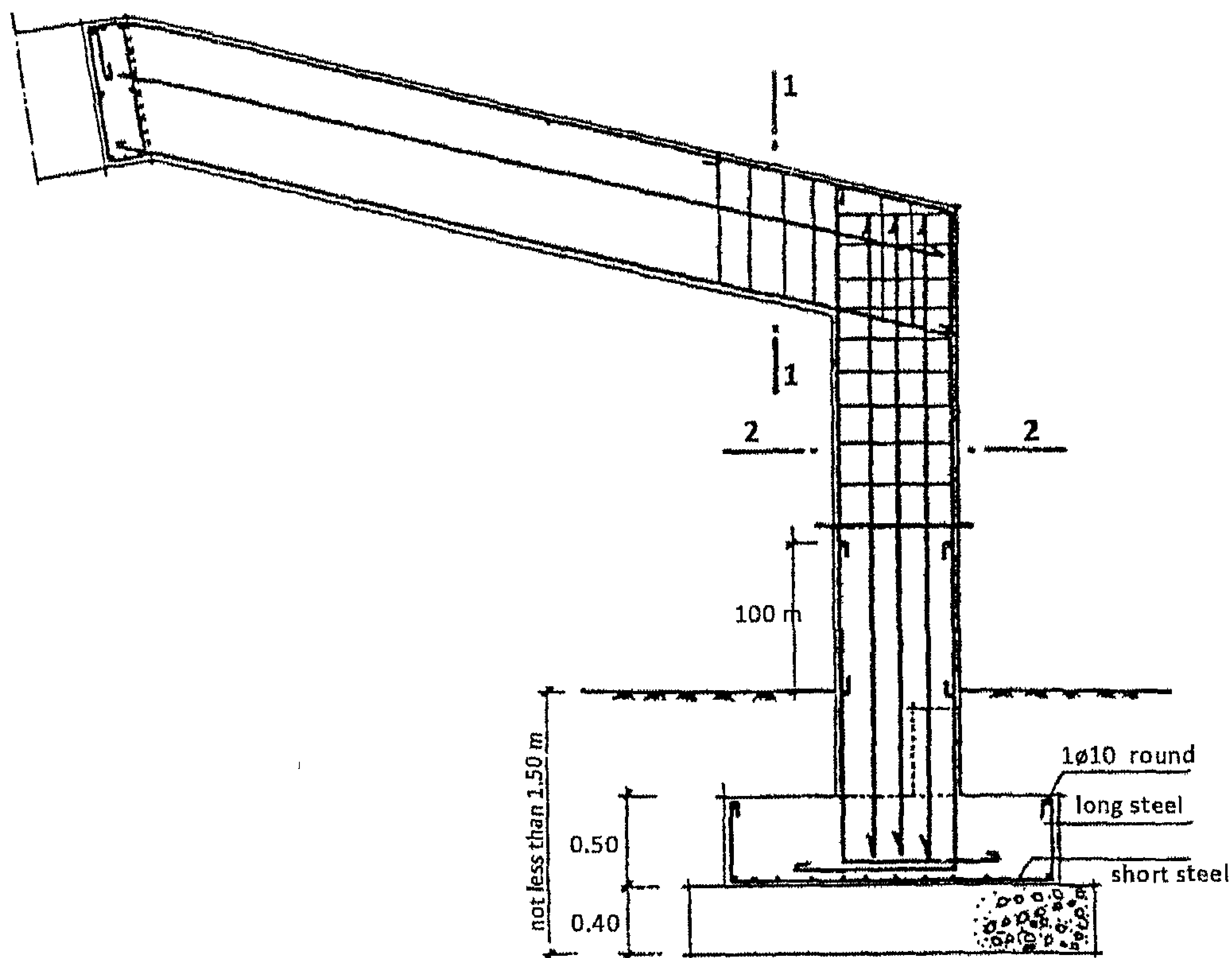


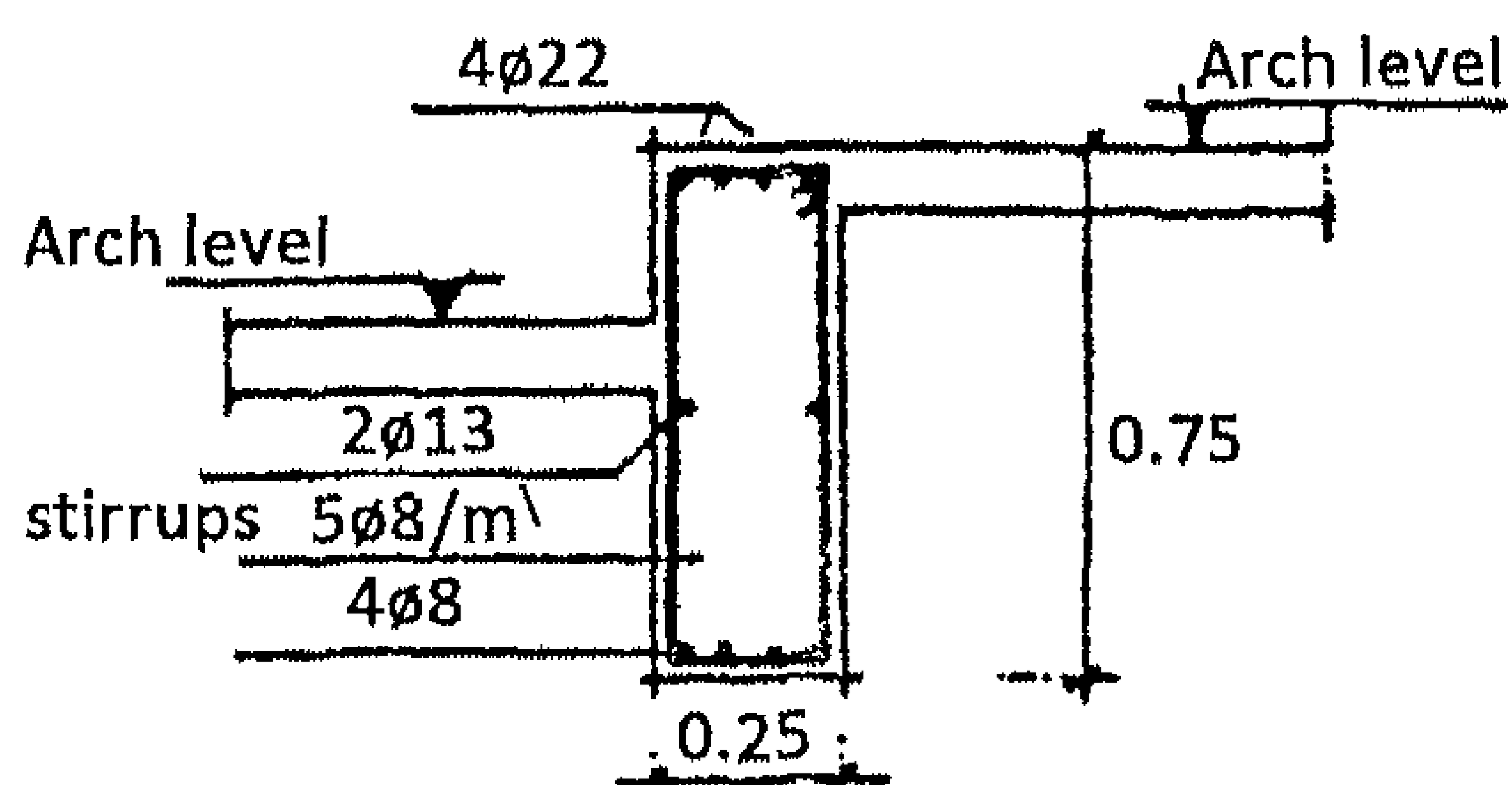
Typical section of footings

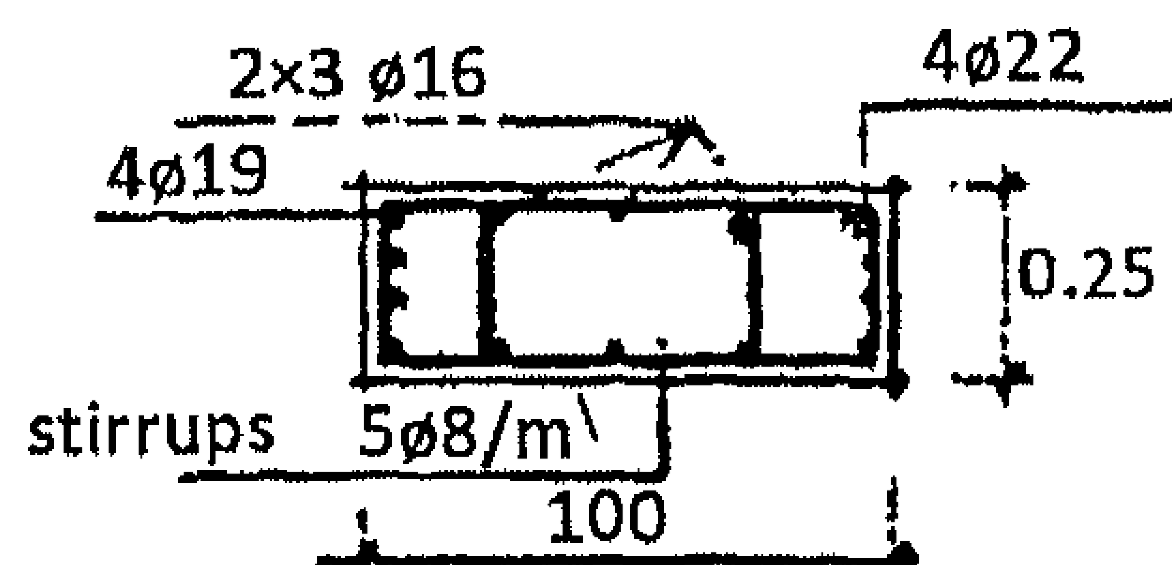
الشكل ٩-١٣: قطاع نموذجي لتسليح الأساسات



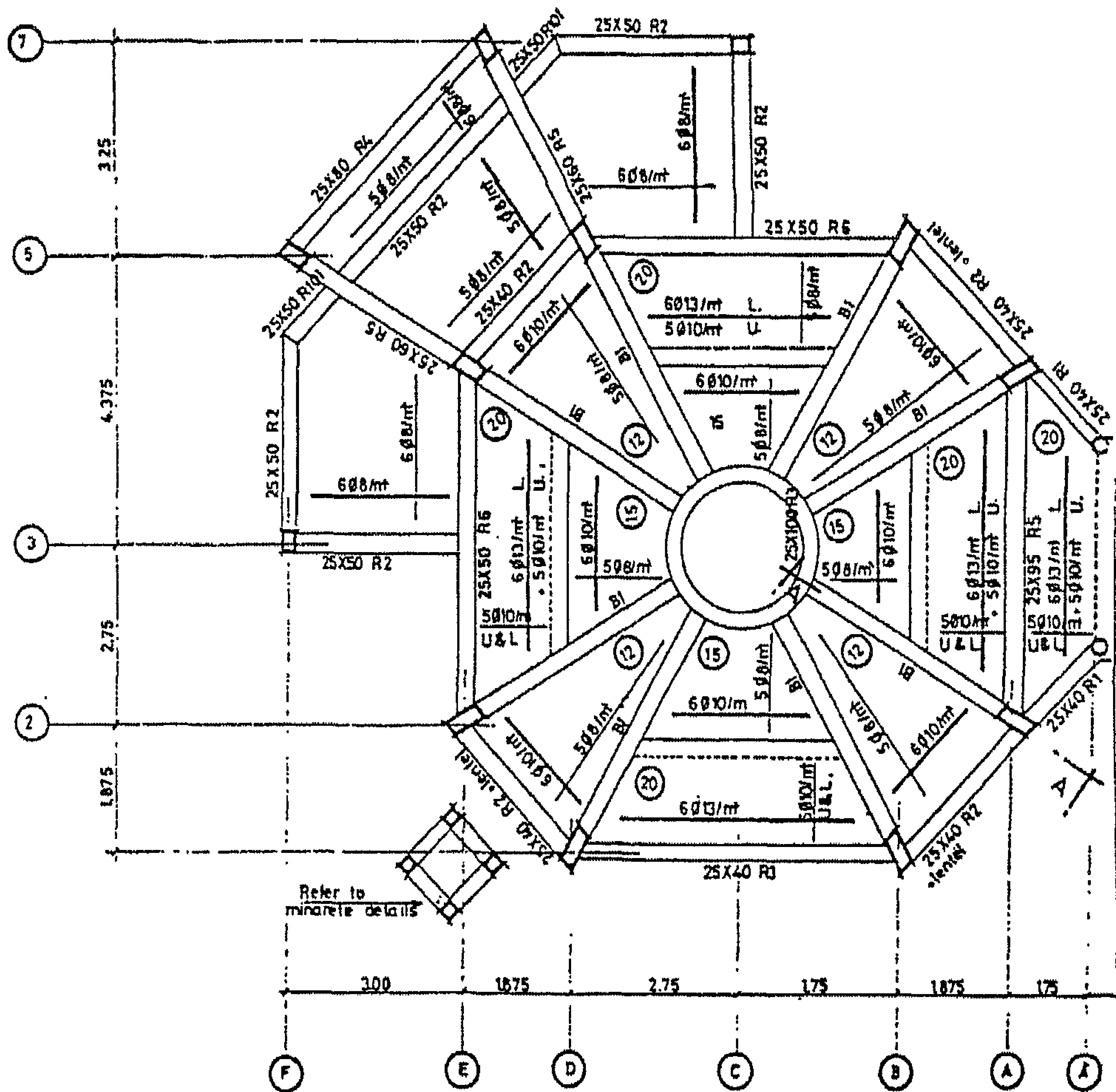
الشكل ٩-١٤: مسقط أفقي لبيان الأساسات للمسجد







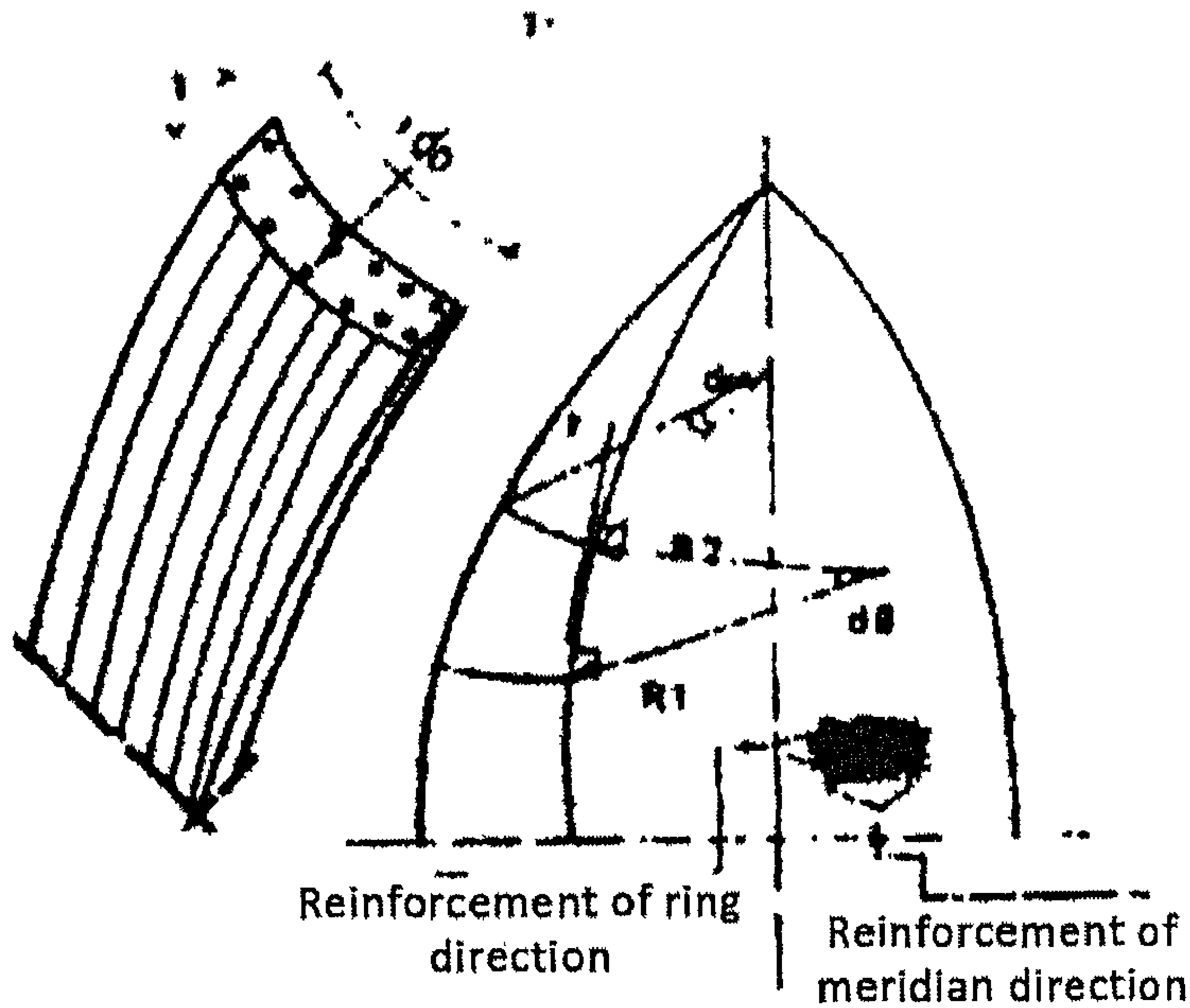
الشكل ٩–١٥: تفاصيل تسليح إضافية



الشكل ٩-١٦: تسليح سقف المسجد

الجدول ٩-٢: جدول تسليح الكمرات

Type	Lower Reinforcement		Upper Reinforcement	Stirrups/m'
	Straight	Bent		
R_1	2ϕ13	—	2ϕ13	5ϕ8
R_2	2ϕ16	—	2ϕ19	5ϕ8
R_3	2ϕ19	—	2ϕ10	5ϕ8
R_4	2ϕ13	2ϕ13	2ϕ10	5ϕ8
R_5	2ϕ16	2ϕ16	2ϕ13	5ϕ8
R_6	2ϕ19	2ϕ19	3ϕ19	6ϕ8
R_7	3ϕ19	—	2ϕ13	6ϕ8



الشكل ٩-١٧: توزيع التسليح على غشاء السطح الدوراني

الرموز

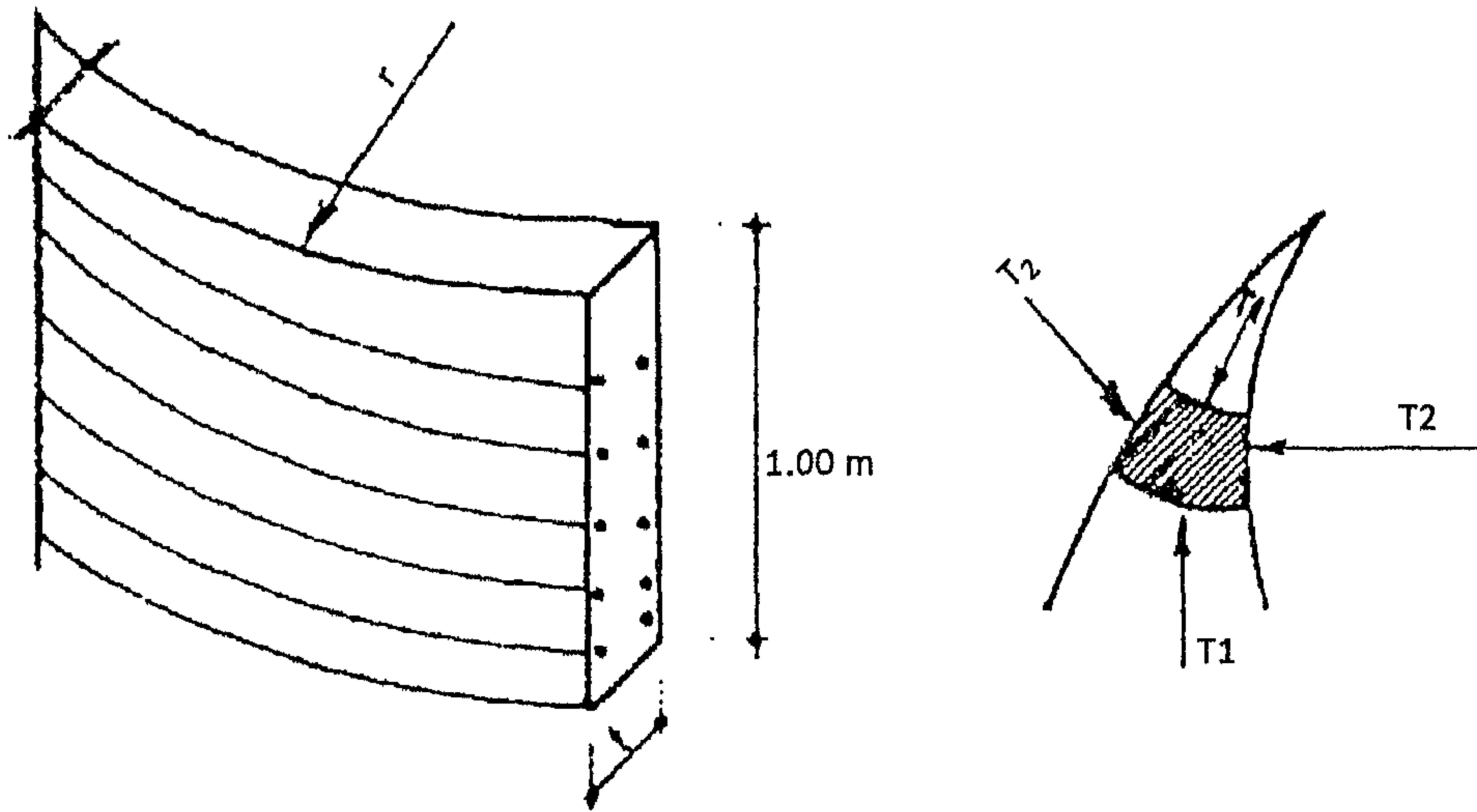
r = نصف قطر أي حلقة في الاتجاه الأفقي.

R_1 = نصف قطر المنحنى للغشاء.

R_2 = العمودي على الماس للقطر حتى يصل إلى محور الدوران.

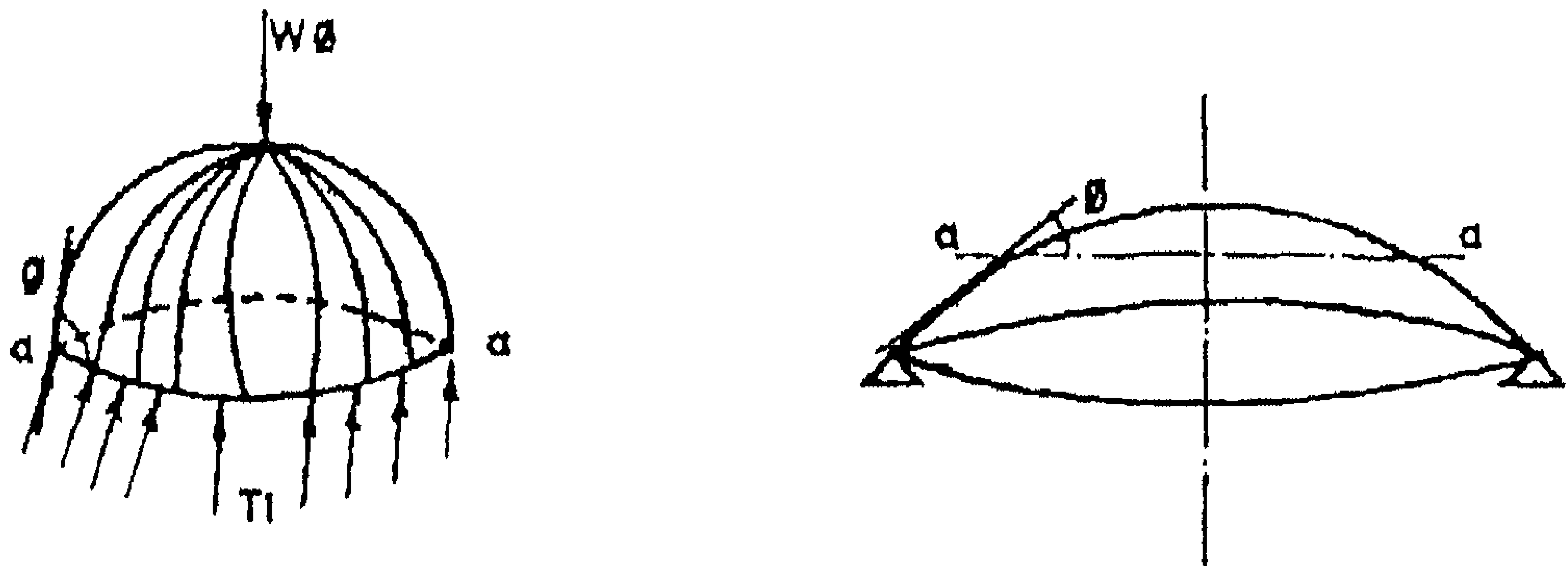
T_1 = الضغط على قطاع المماس للقطر بعرض 1.0 m يساوي القوى المحورية القطرية meridiane force لكل وحدة طول من الحلقة، وهذه القوة متساوية لكل متر عرض.

T_2 = القوة الحلقية لكل وحدة طول من الاتجاه المماس للقطر، وهي متساوية لكل متر، ولكنها تختلف باختلاف نصف القطر.



الشكل ٩-١٨: قطاع في شريحة من غشاء السطح الدوراني

٩-٢-١ حساب قوى الغشاء



الشكل ٩-١٩: شكل القوى

محصلة كل الأحمال في القطاع a-a عند محور الدوران (باعتبار التماثل) = W_ϕ

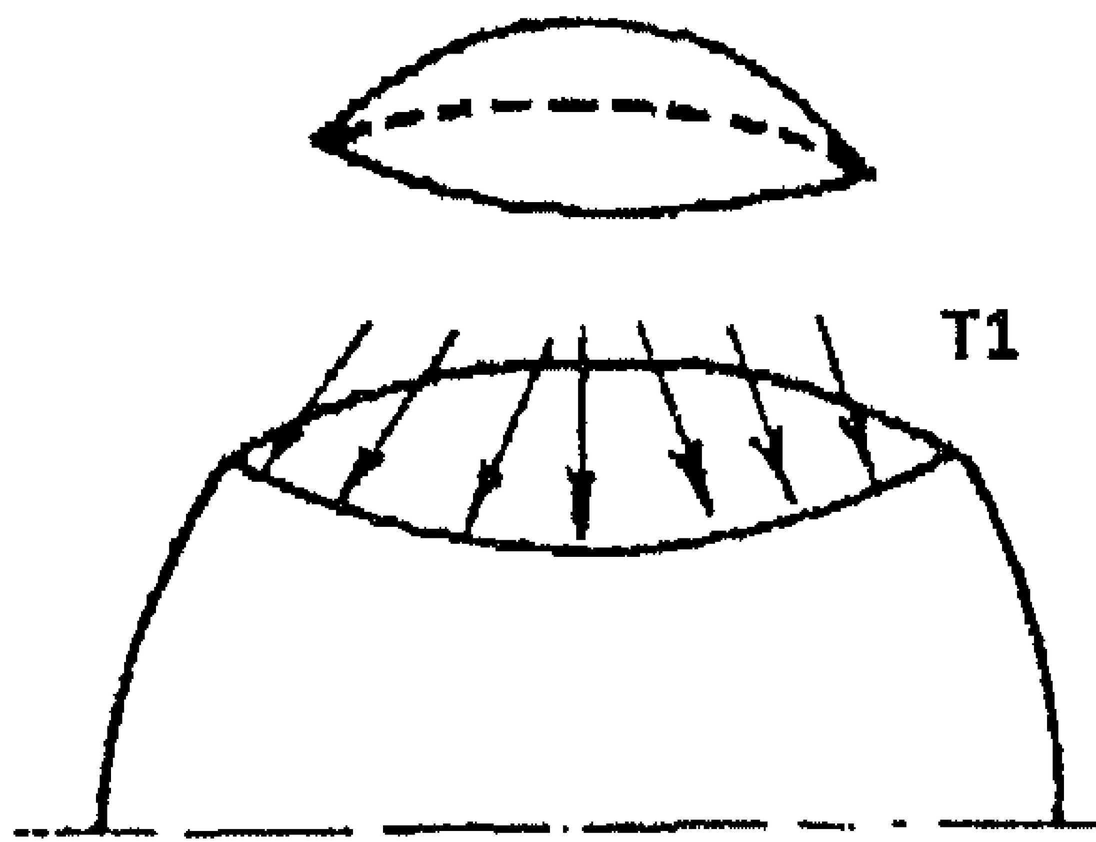
$$W = \sum v_1 \cdot (\text{مركبات القوى } T_1)$$

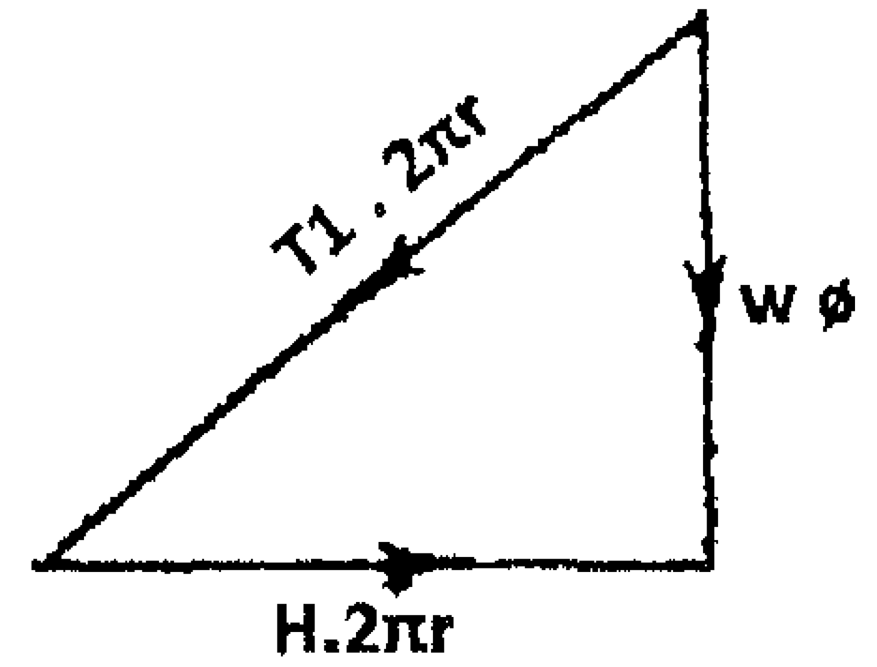
$$W_\phi = (T_1 \cdot \sin\phi) \times 2\pi r$$

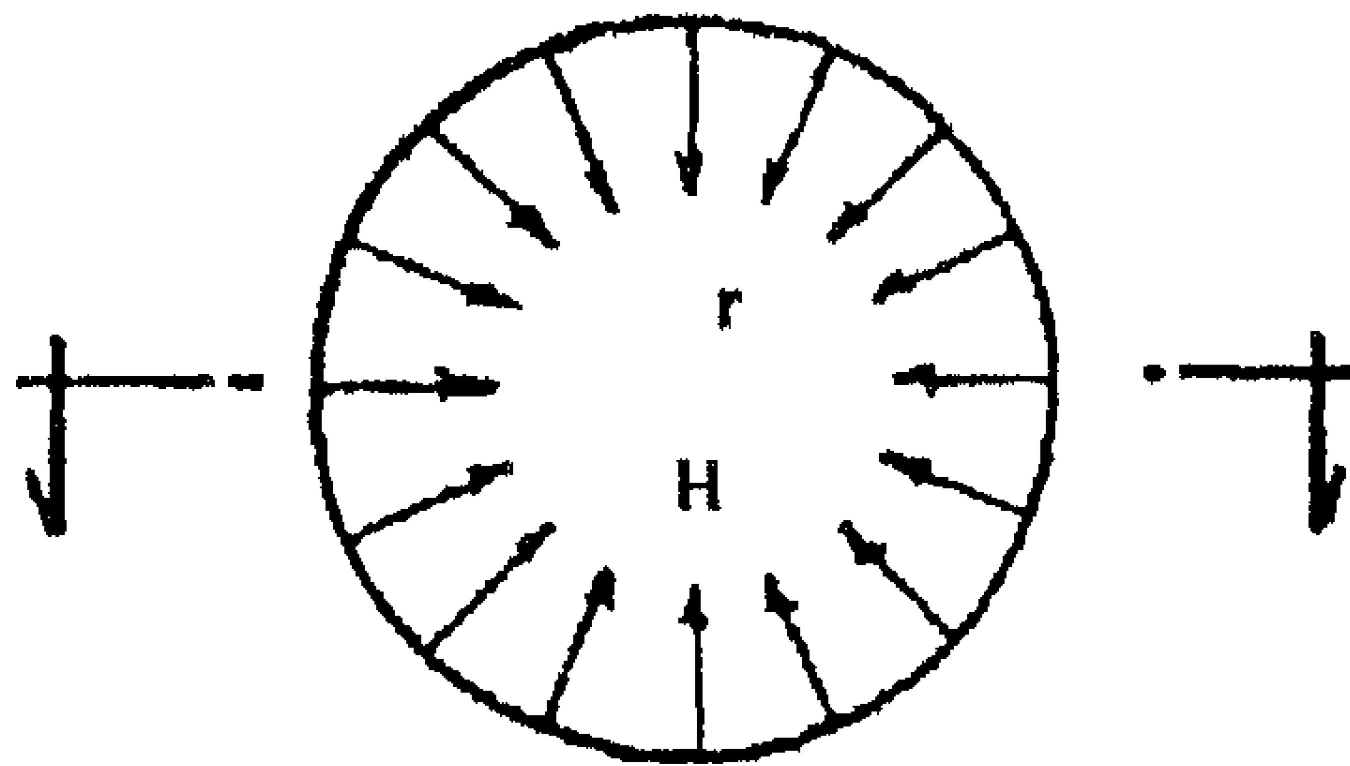
$$\therefore \quad T_1 = \frac{W_\phi}{2\pi r \sin\phi}$$

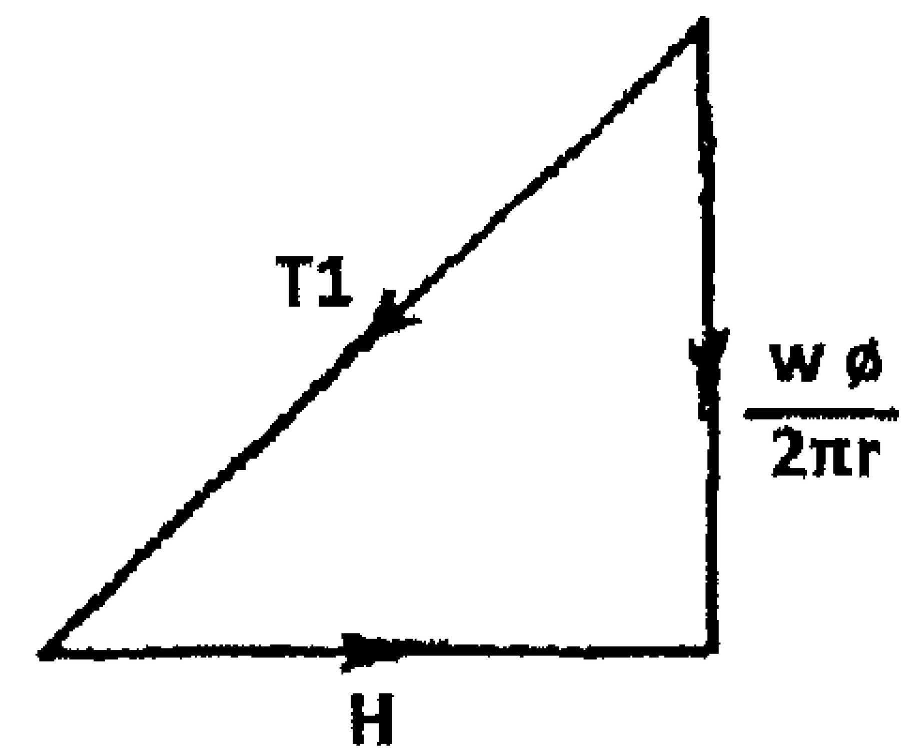
حيث $w = w_\phi$ عند نقطة الدراسة.

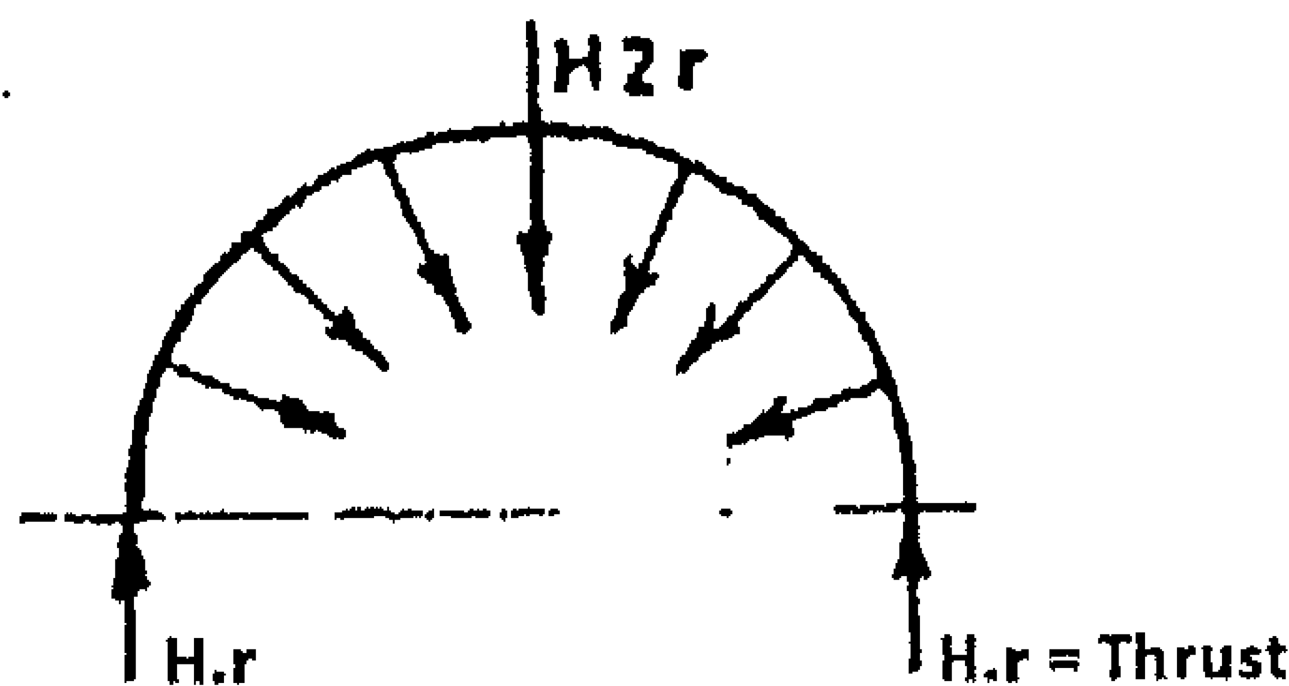
يُرجع إلى الشكل ٩–٢٠.





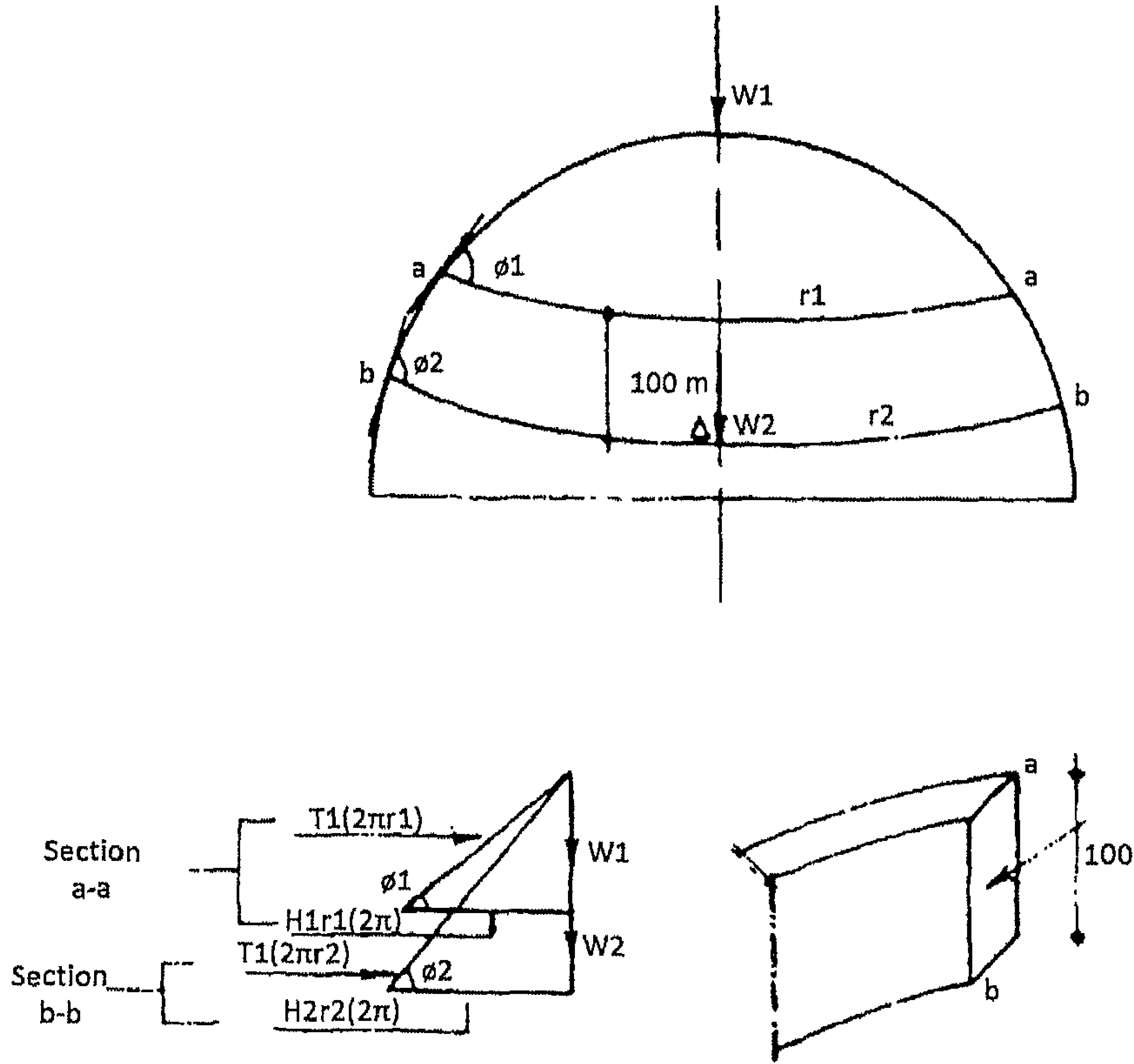






الشكل ٩–٢٠: شكل القوى

(أ) الحل البياني



الشكل ٩-٢١: شكل وتوزيع القوى على سطح القبة

باعتبار طول الاتجاه المماس للقطر meridians بين القطاعين a-a، b-b يساوي واحد متر. باعتبار عند القطاع a-a تكون قوة الضغط في الحلقة تساوي $H_1 r_1$. وعند القطاع b-b، فإن القوة الكلية (الضغط) عند الحلقة $H_2 r_2$. T_2 القوة الحلقية للمتر الطولي للاتجاه المماس للقطر بين a-a، b-b سوف تكون:

$$T_2 = H_2 r_2 - H_1 r_1$$

(ب) الطريقة التحليلية

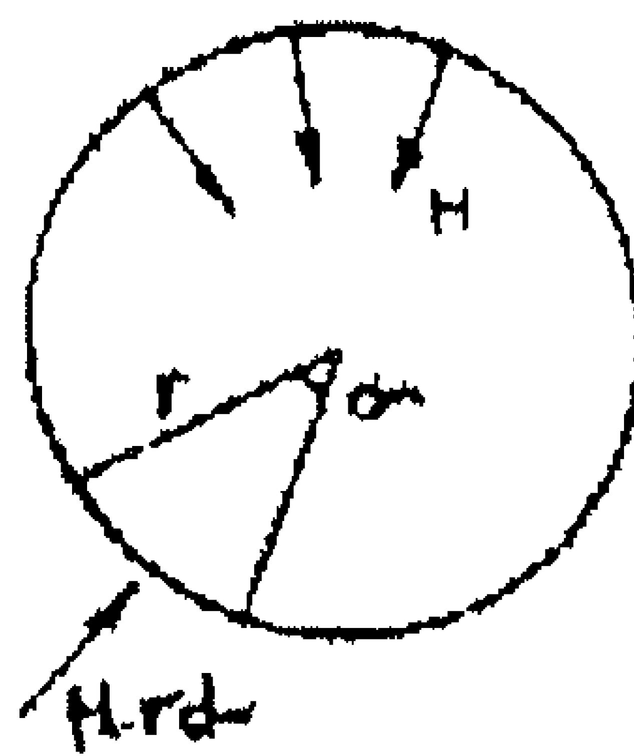
بالرجوع إلى الشكل ٩-٢٢:

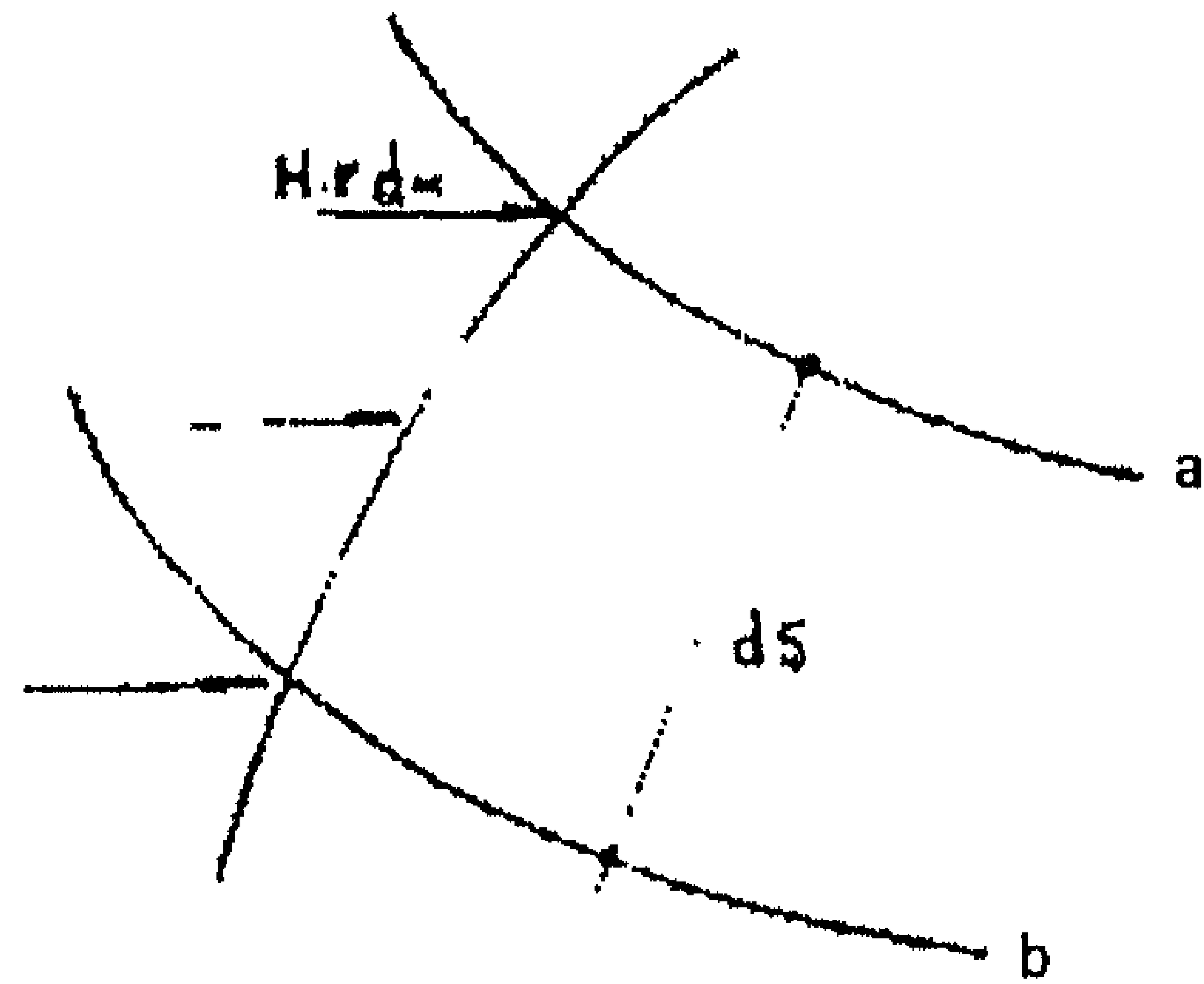
$$(H + dH)(r + dr)\ d\alpha H r d a = T_2\, ds \cdot du$$

$$Hr + H \cdot dr + rdH + dH \cdot dr - Hr = T_2 \cdot ds$$

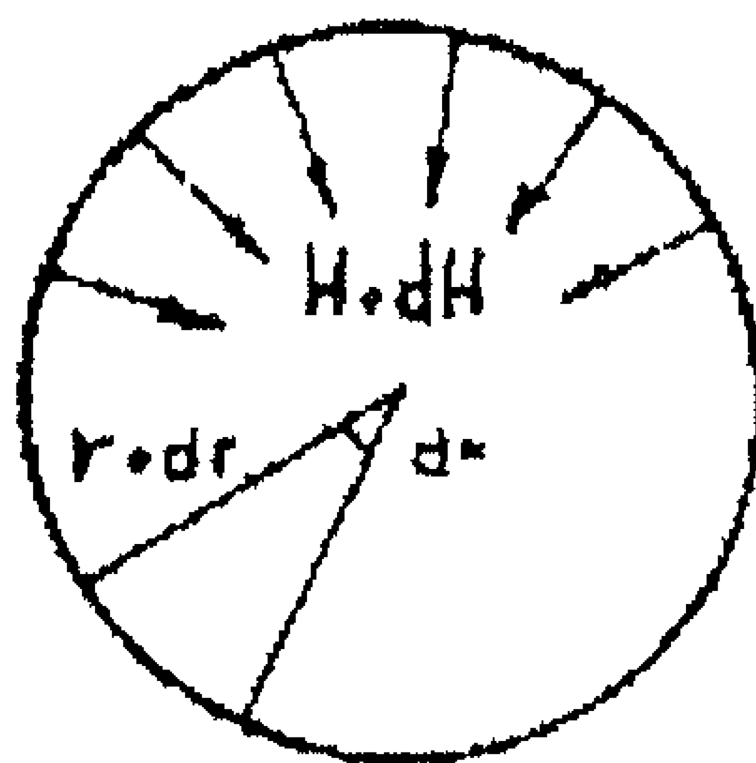
$$\therefore \quad d(H \cdot r) = T_2 \cdot ds$$

$$T_2 = \frac{d}{ds}(H \cdot r)$$

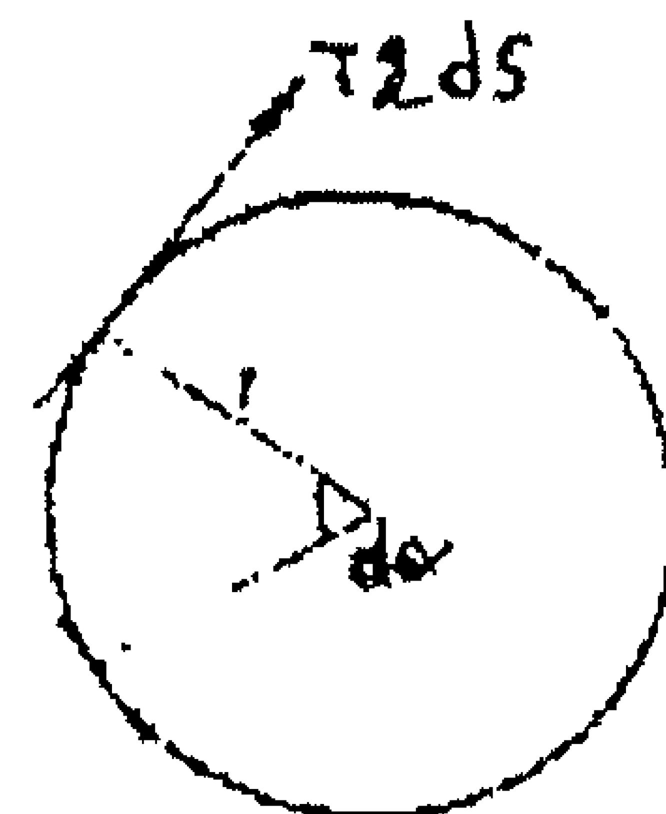




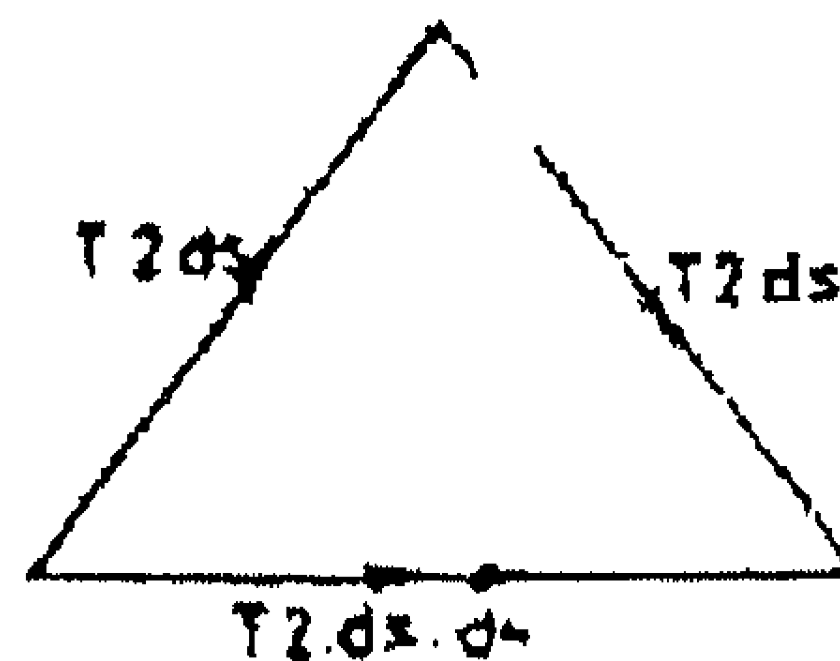
Section (a-a)



Section (b-b)



Intermediate section



الشكل ٩-٢٢: تحليل القوى

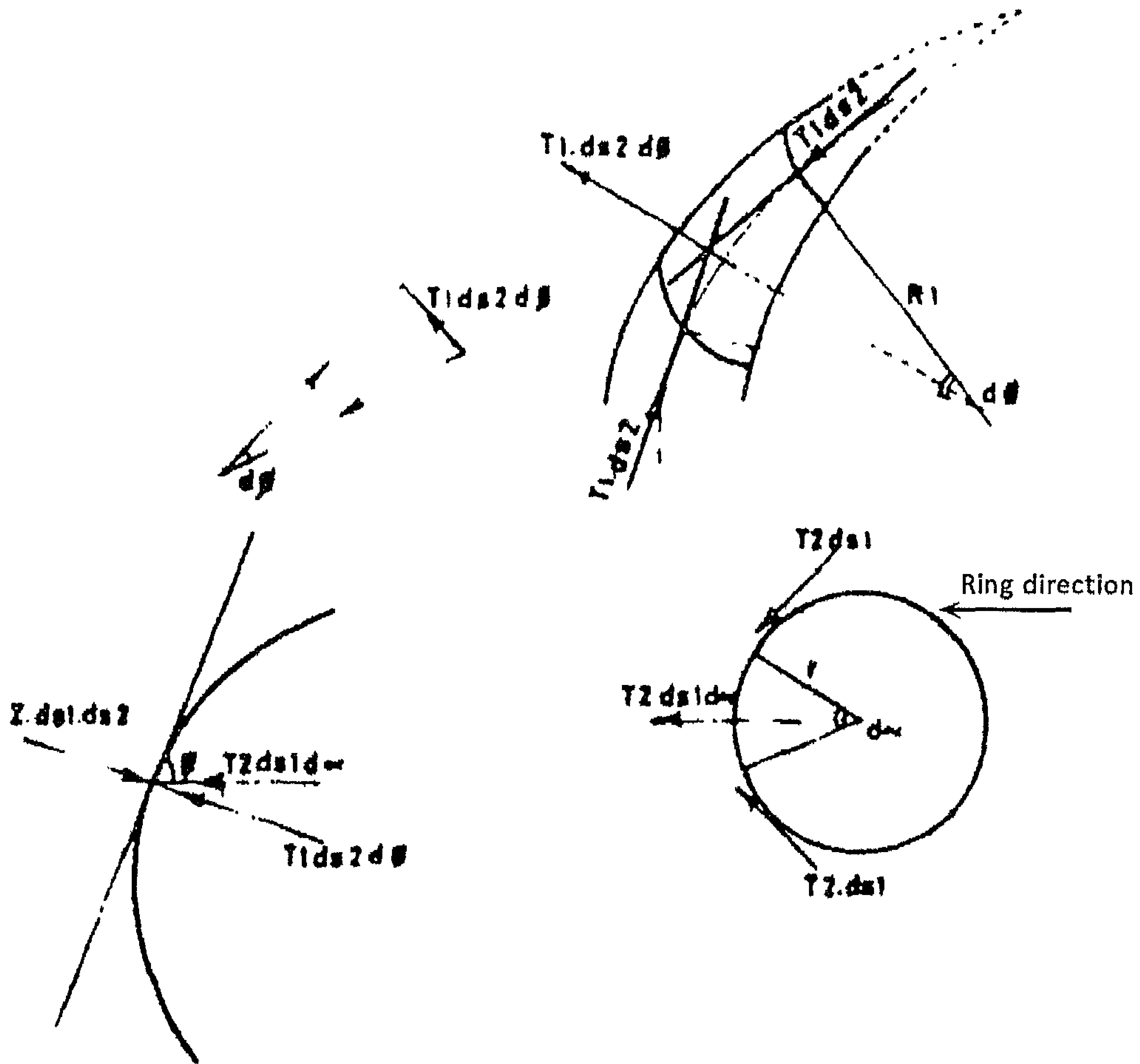
٩-٣-٢ العلاقة بين القوى المماس قطرية والأحمال الخارجية

مركبة الأحمال الخارجية العمودية على السطح لكل وحدة مساحة = Z

$g = D.L$

$\therefore \quad Z = g\cos\phi$

حيث ϕ = الميل على الأفقي.



الشكل ٩-٢٣: تحليل القوى

إذا كان الحمل الميت D.L تساوي g لكل وحدة مساحة من السطح، فإن:

$Z = g\cos\phi$

وإذا كان الحمل الحي L.L يساوي P لكل وحدة مساحة من الإسقاط الأفقي h_1 ، فإن:

$$Z = (P \cdot \cos\phi)\cos\phi = P\cos^2\phi$$

إذا لم يكن هناك أحمال خارجية، فإن:

$$Z = Zero$$

إذا كان هناك ضغط مياه أو ضغط سوائل، فإن:

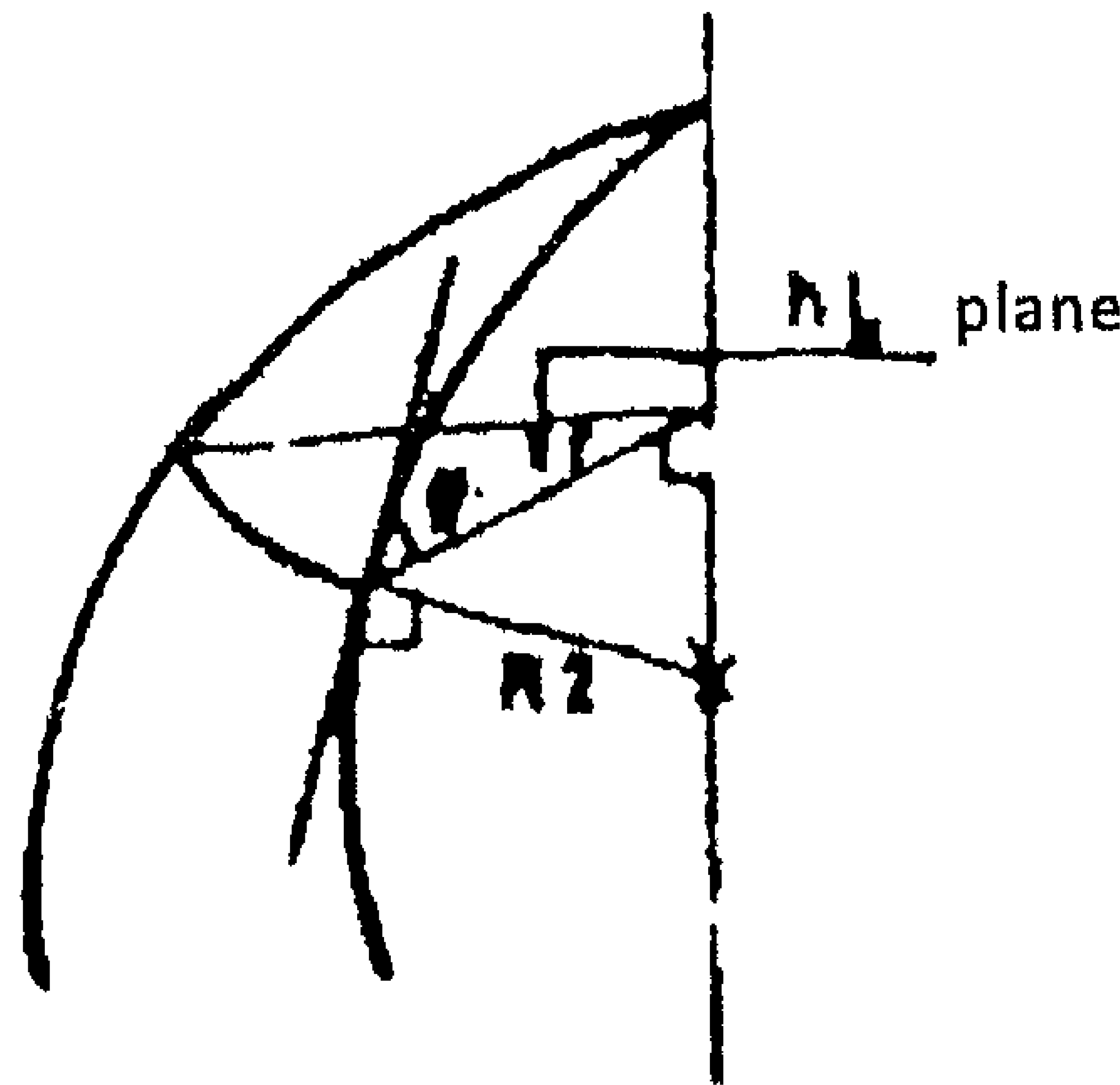
$Z = \gamma h =$ ضغط السائل

وذلك باعتبار الاتزان في الاتجاه العمودي على السطح. انظر الشكل ٩-٢٣، سوف نحصل على الآتي:

$$Z\,ds_1\,ds_2 = T_1\,ds_2\,d\phi + T_2\,ds_1\,d\alpha\sin\phi$$

$$ds_1 = R_1 \cdot d\phi$$

$$ds_2 = r\,d\alpha = (R_2\sin\phi)\,d\alpha$$



الشكل ٩-٢٤: تحليل القوى

حيث من الشكل ٩-٢٤، فإن:

$$r = R_2\sin\phi$$

$$ZR_1\,d\phi\,R_2\sin\phi\,d\alpha = T_1\,R_2\sin\alpha\,d\alpha\,d\phi + T_2\,R_1\,d\phi\,d\alpha\sin\phi$$

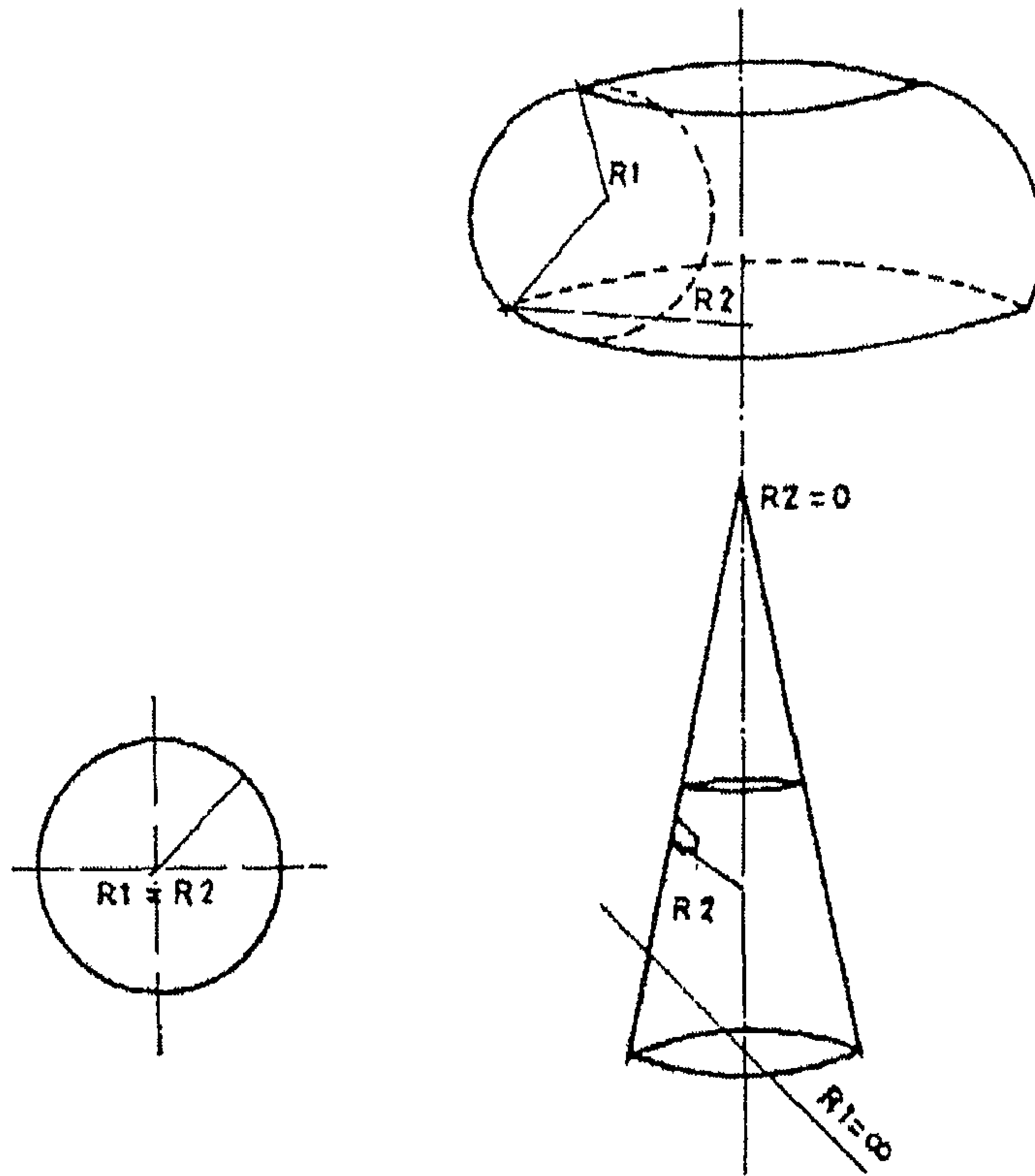
$$ZR_1\,R_2 = T_1\,R_2 + T_2\,R_1$$

$$Z_{comp} = \frac{T_{1_{comp}}}{R_1} + \frac{T_{2_{comp}}}{R_2}$$

من المعادلة السابقة، إذا كان Z، T_1 معلومين، فإنه يمكن حساب T_2.

وفي حالة سقف قشري كروي (قبة)، فإن:

$R_1 = R_2 = R =$ قطر الكرة



الشكل ٩-٢٥: تحليل القوى

وهناك حالة واحدة مهمة، وهي عندما يكون مركز ثقل الشغل موجود على نفس محور الدوران:

$$T_1 + T_2 = ZR$$

$R_2 =$ المسافة بين العمودي على السطح ومحور الدوران

$R_1 =$ نصف قطر الدوران

وفي حالة مخروط:

$$R_1 = \infty$$

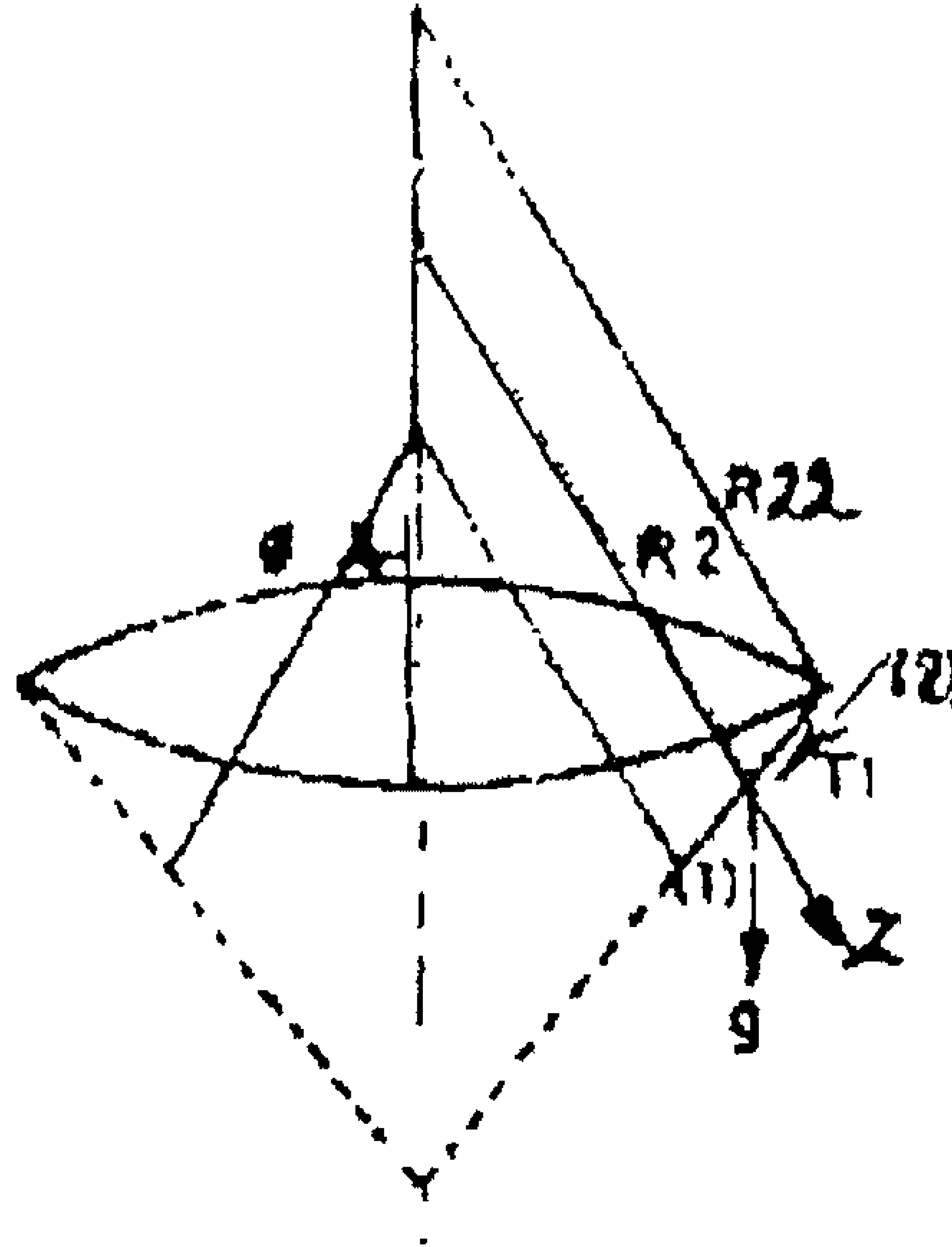
$$T_2 = ZR^2$$

$R_1 = \infty$ نصف قطر الانحناء لخط مستقيم

$$\therefore \quad \frac{1}{\infty} = \text{Zero}$$

يُرجع إلى الشكل ٩-٢٥.

حالة خاصة (١): مخروط مقلوب



الشكل ٩-٢٦: تحليل القوى

$$T_2 = ZR_2$$

$Z =$ ثابت $= g\cos\phi$

$R_2 =$ متغير

$T_2 =$ شد

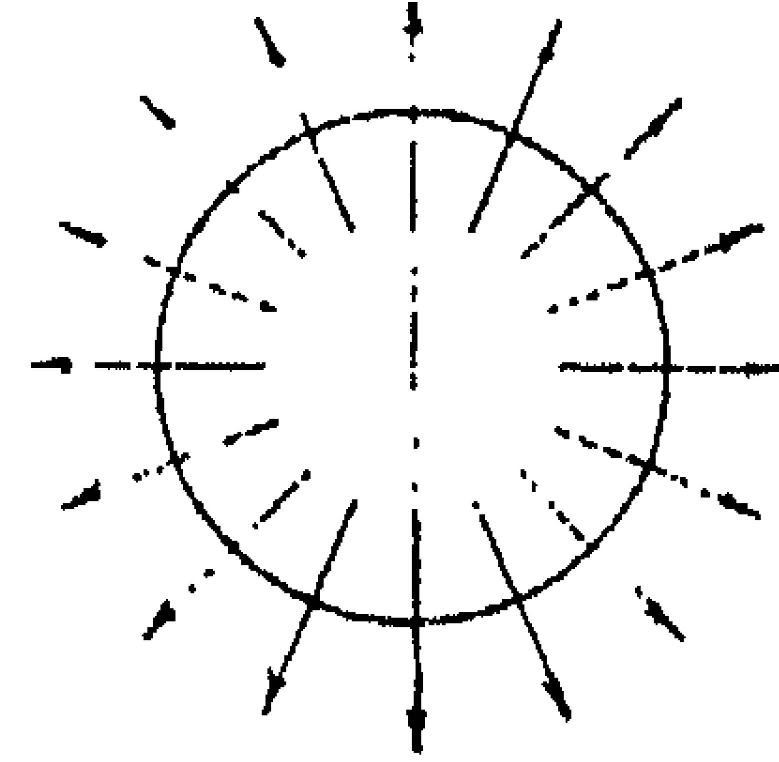
$T_1 =$ ضغط

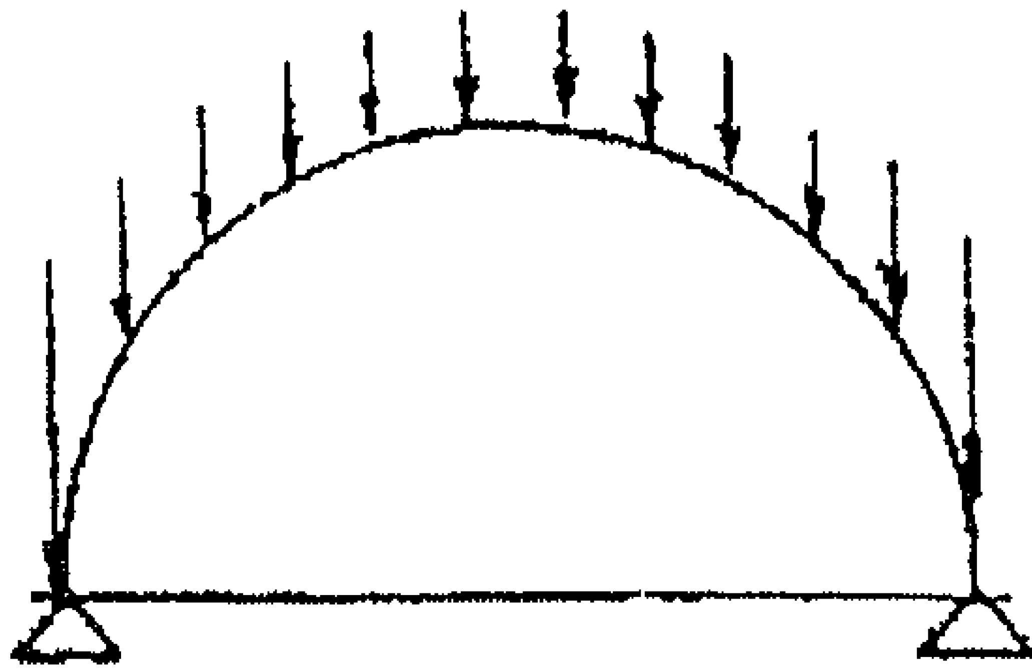
$T_2 =$ أقصى شد عند الحواف

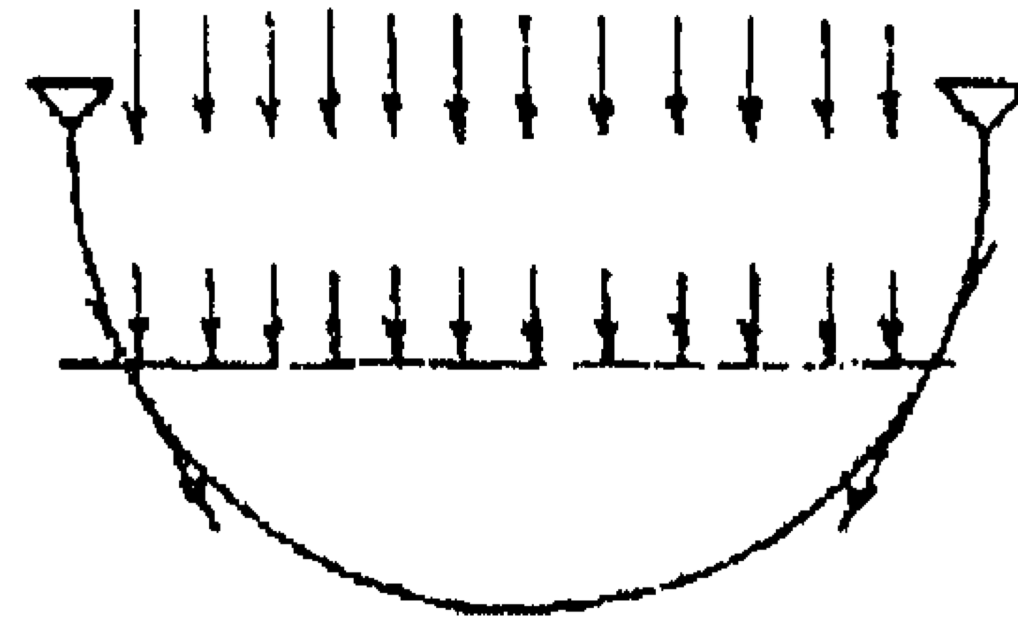
للطول المائل: $T_{1_{(D.L)}} = g(2\pi r \,med.)$

للطول الأفقي: $L.L = g 2\pi r$

حالة خاصة (٢): قبة مقلوبة







الشكل ٩-٢٧: تحليل القوى في قبة دورانية

٩-٢-٣ الأفعال الرئيسية T_1 ، T_2 الناتجة على القبة

T_2 تكون متزنة لكل حلقة من حلقات سطح الدوران، وهذا الفعل يسمى "القوى الحلقية" ring action. T_1 ويسمى "القوى الماسية" meridian forces، وهذه القوى يجب أن تنتقل خلال سطح الدوران في اتجاه مماس للقطر، وذلك حتى تصل إلى عناصر الارتكاز الطرفية. والقوى T_1 عند الركائز يمكن تحليلها عند النهاية السفلية للقبة (الطرف السفلي) إلى مركبتين:

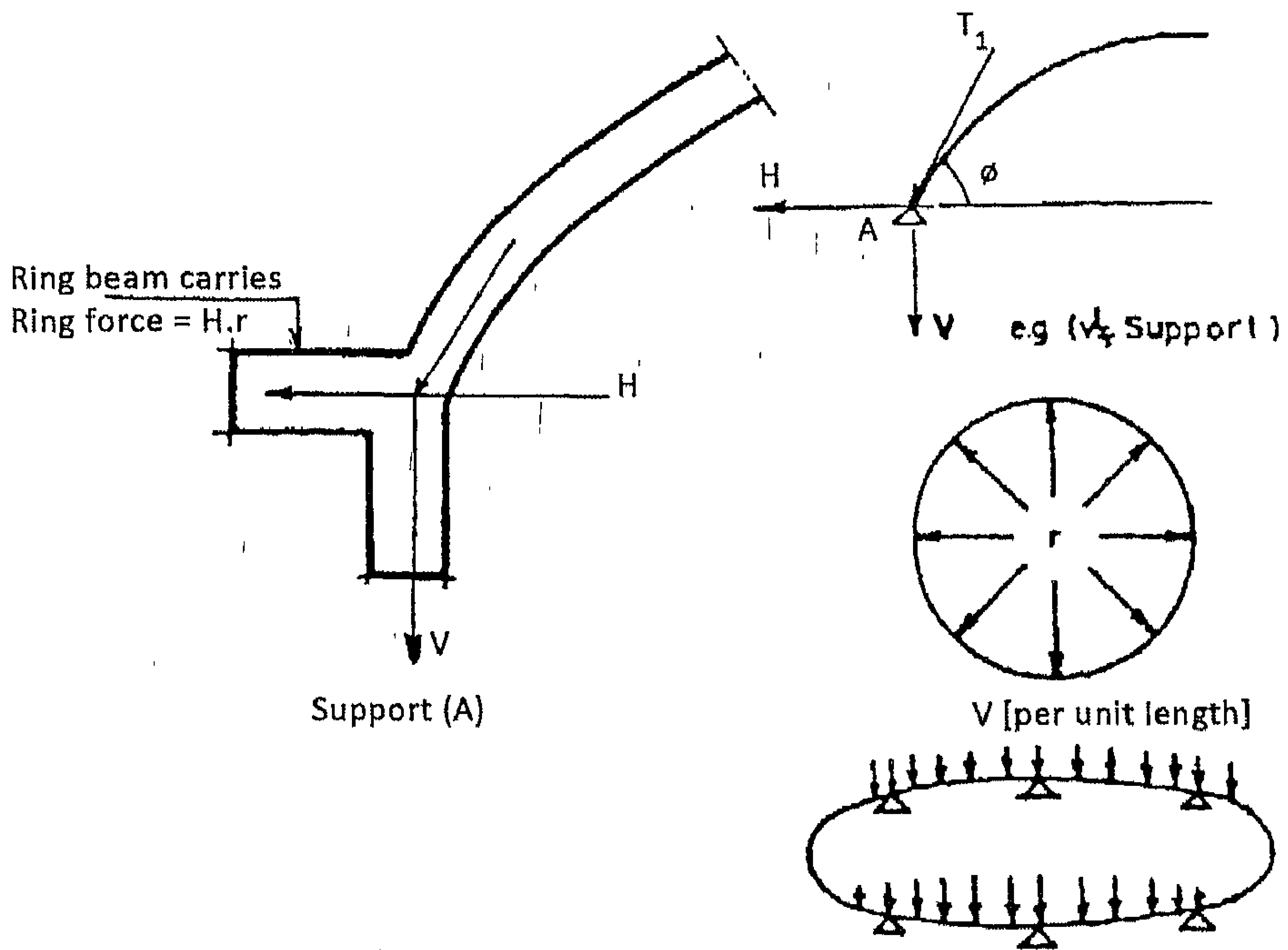
١. المركبة الأولى في اتجاه الركيزة (تنتقل إلى الركيزة) وتسمى T_{1_V}.

٢. المركبة الثانية في الاتجاه الأفقي، وهي تقوم بتكوين قوى حلقية عند مستوى الركيزة، وتكون قيمة القوى الحلقية عند الركيزة:

قيمة القوى الحلقية عند الركيزة $= H \cdot r$

$$\sum V = W$$

$$\frac{W}{m} = \sum V$$



الشكل ٩-٢٨: تحليل القوى عند قدم القبة

مثال ٩-٢ [مخروط خرسانة مسلحة]: مطلوب تصميم مخروط قطره 30.00 m.

الرموز

$S =$ طول العنصر المائل.

$\phi =$ زاوية الميل.

$H =$ ارتفاع المخروط $= \frac{span}{5} = \frac{30}{5} = 6.0\ m$

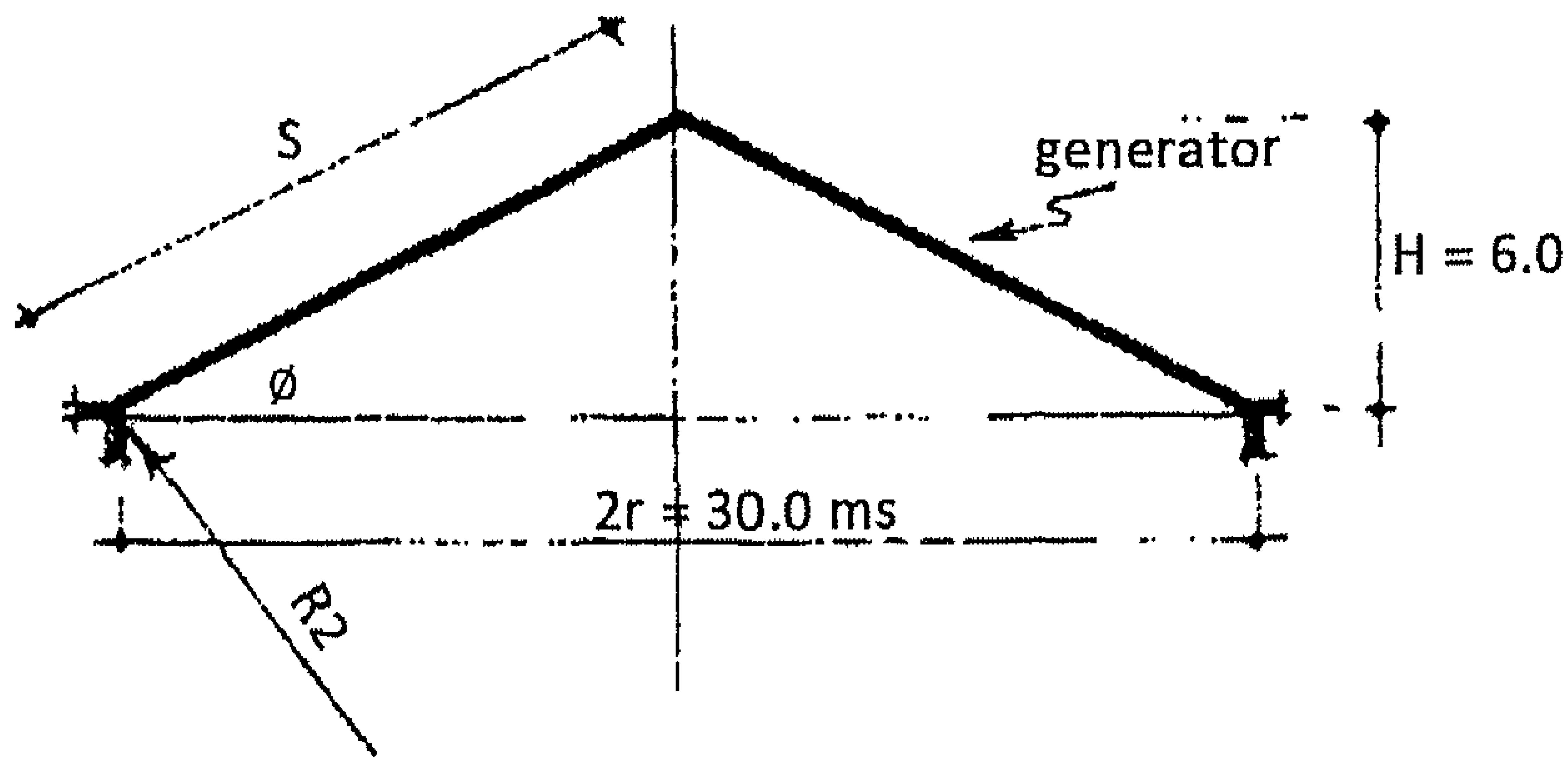
$R_1 = \infty$ نصف قطر الخط المائل المستقيم (دليل الدوران).

الأحمال

$$o.w = 0.1 \times 2500 = 250\ \text{kg/m}^2$$

$$\text{Superimposed loads} = 150\ \text{kg/m}^2$$

$$\therefore\ \text{Total load (g)} = 250 + 150 = 400\ \text{kg/m}^2$$



الشكل ٩-٢٩: قطاع رأسي في المخروط

القوى الداخلية والإجهادات الداخلية

$$W_\phi = gA$$

حيث

(مساحة سطح الدوران)

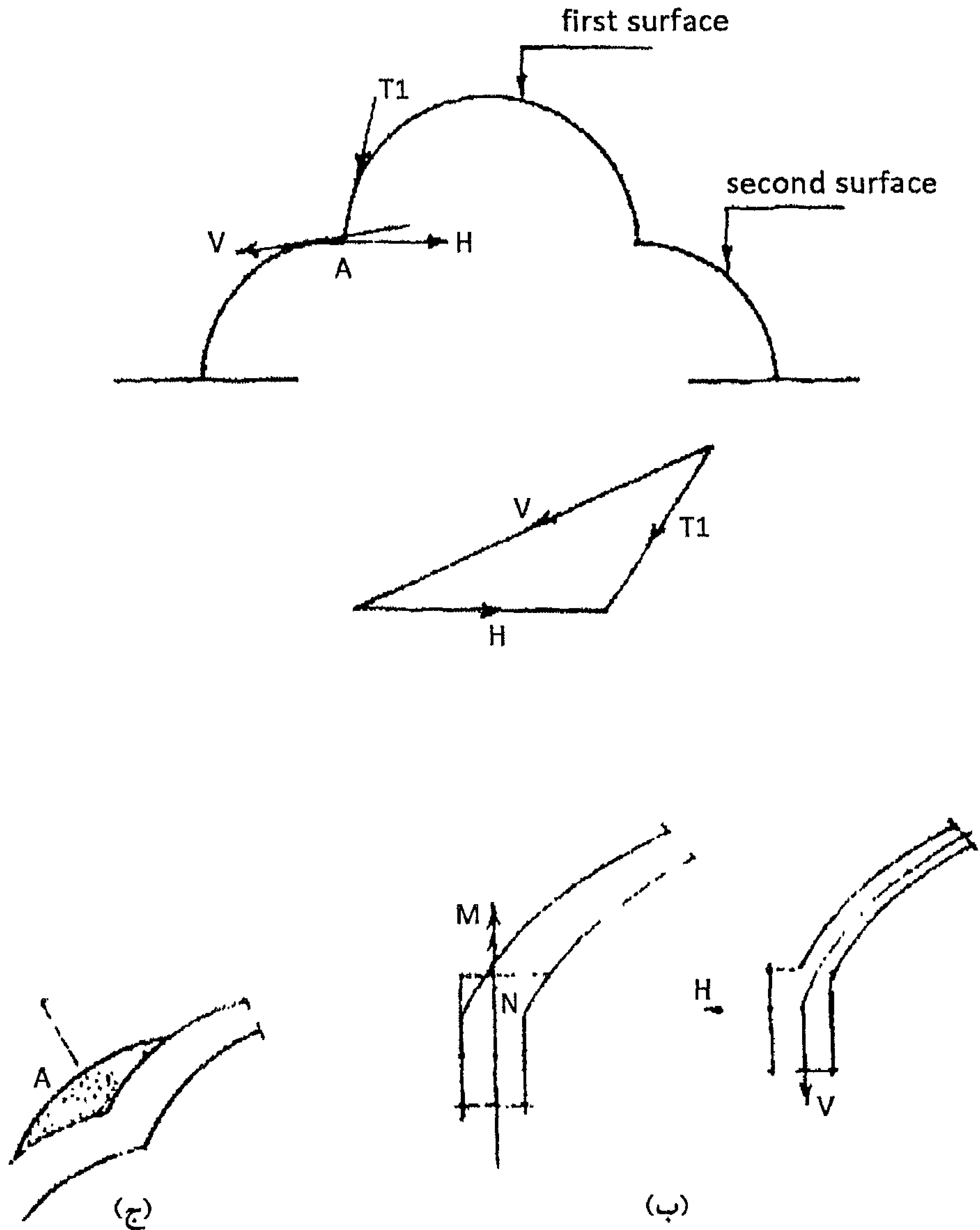
$$A = 2\pi \frac{S}{2}$$

$$\therefore\ W_\phi = g\left(2\pi \frac{S}{2}\right) = g\pi H^2 \frac{\cos\phi}{\sin^2\phi}$$

مثال ٩-٣: لتوضيح عملية انتقال الأحمال داخل أسطح الدوران، سوف نشرح ذلك في الشكل ٩-٣٠. V في اتجاه الركيزة، وهي عبارة عن سطح المنحنى الثاني. عند A، فإن:

$$V = T_1$$

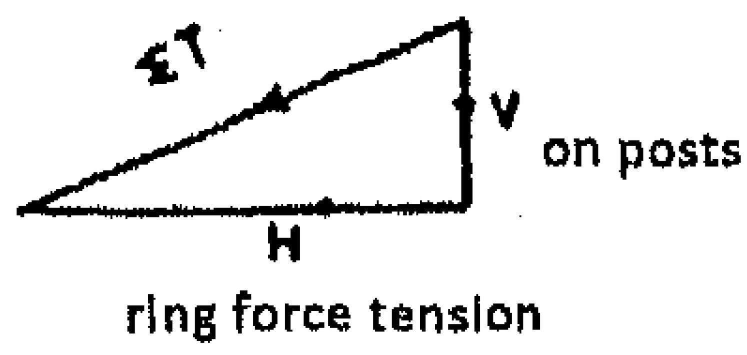
وهذا بالنسبة للسطح الثاني يكون H تساوي الضغط. وفي هذه الحالة، يجب عمل كمرة حلقية (انظر الشكل ٩-٣٠ب) أو نقوم بزيادة سمك كتلة الخرسانة في هذا الجزء الذي يتحمل الضغط الأفقي H (انظر الشكل ٩-٣٠ج).

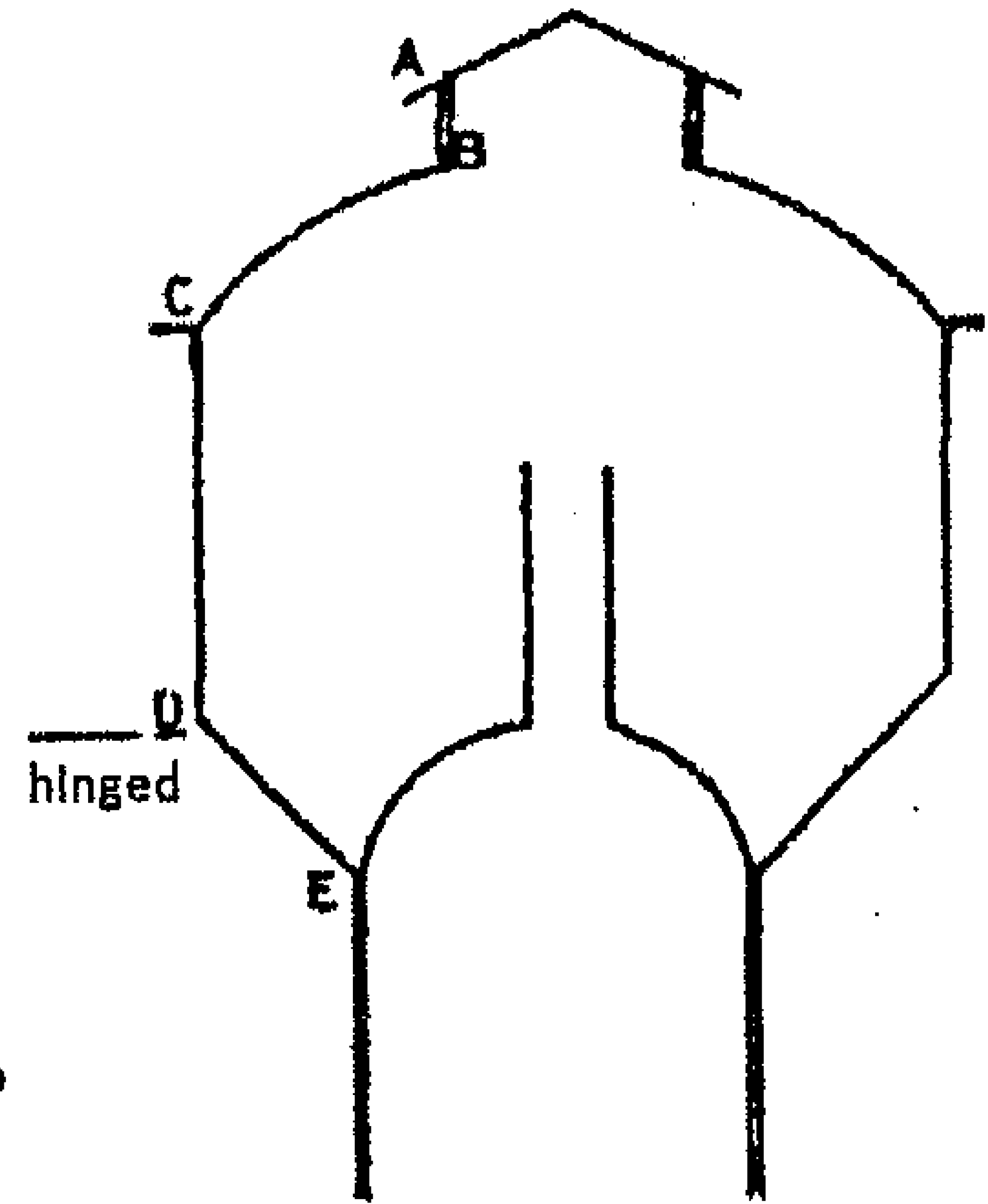


الشكل ٩-٣٠: تحليل القوى عند مناطق التحويل في الأسطح الدورانية المركبة

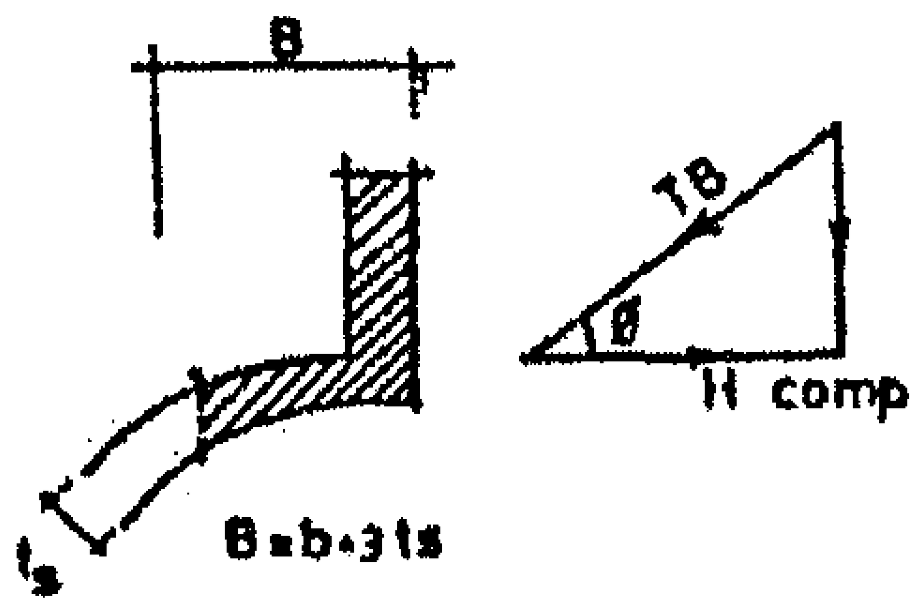
مثال ٩-٤ [خزان إنزا]: إن انتقال الأحمال داخل خزان إنزا Inze tank (نوع مشهور من الخزانات كثير الاستخدام في معظم بلدان العالم، وهو معقد التركيب في شكله) عملية مشوقة جدًا معرفيًا، وسوف نشرح عملية الانتقال هذه بواسطة الأشكال التوضيحية فقط (انظر الشكل ٩-٣١). وكما هو موضح بالشكل على القارئ متابعة انتقال الأحمال عبر الأسهم الدالة على اتجاه ونوع الحمل.

AT (A)

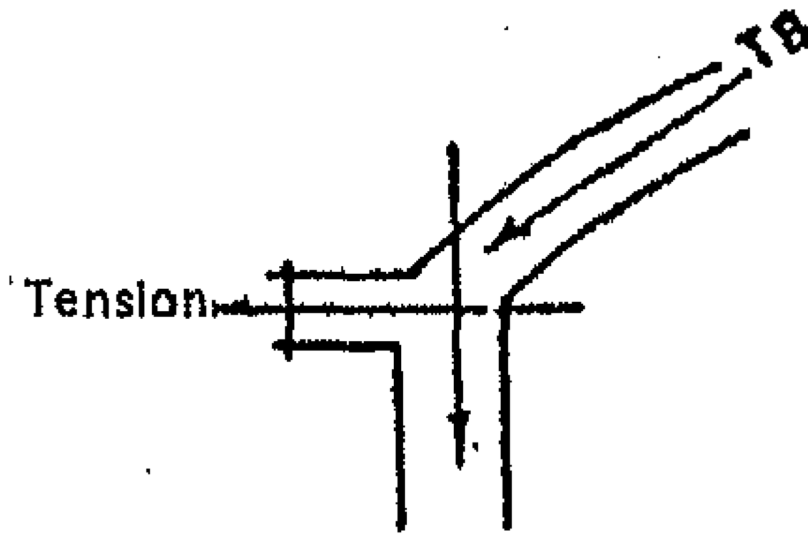




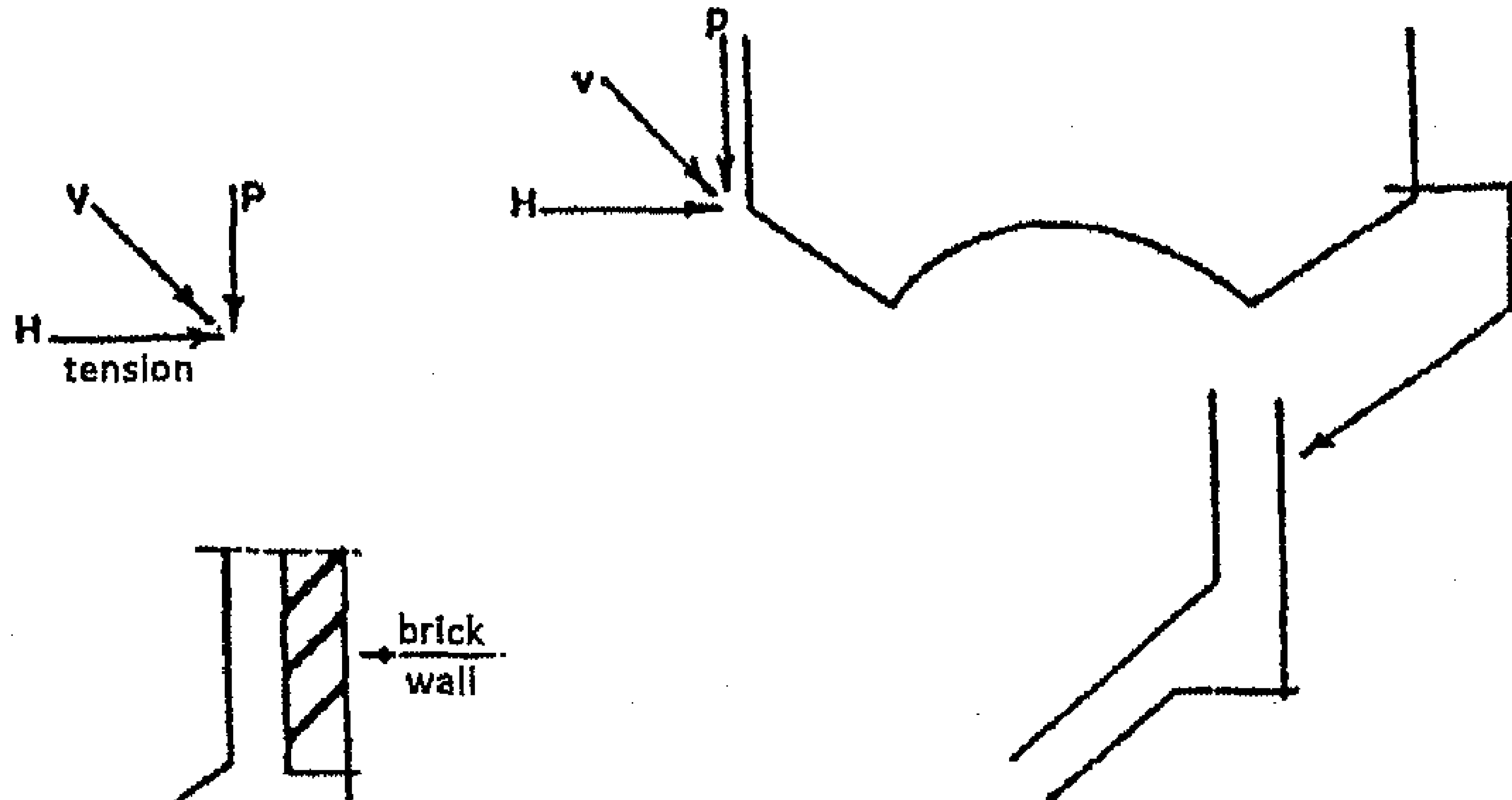
AT (B)



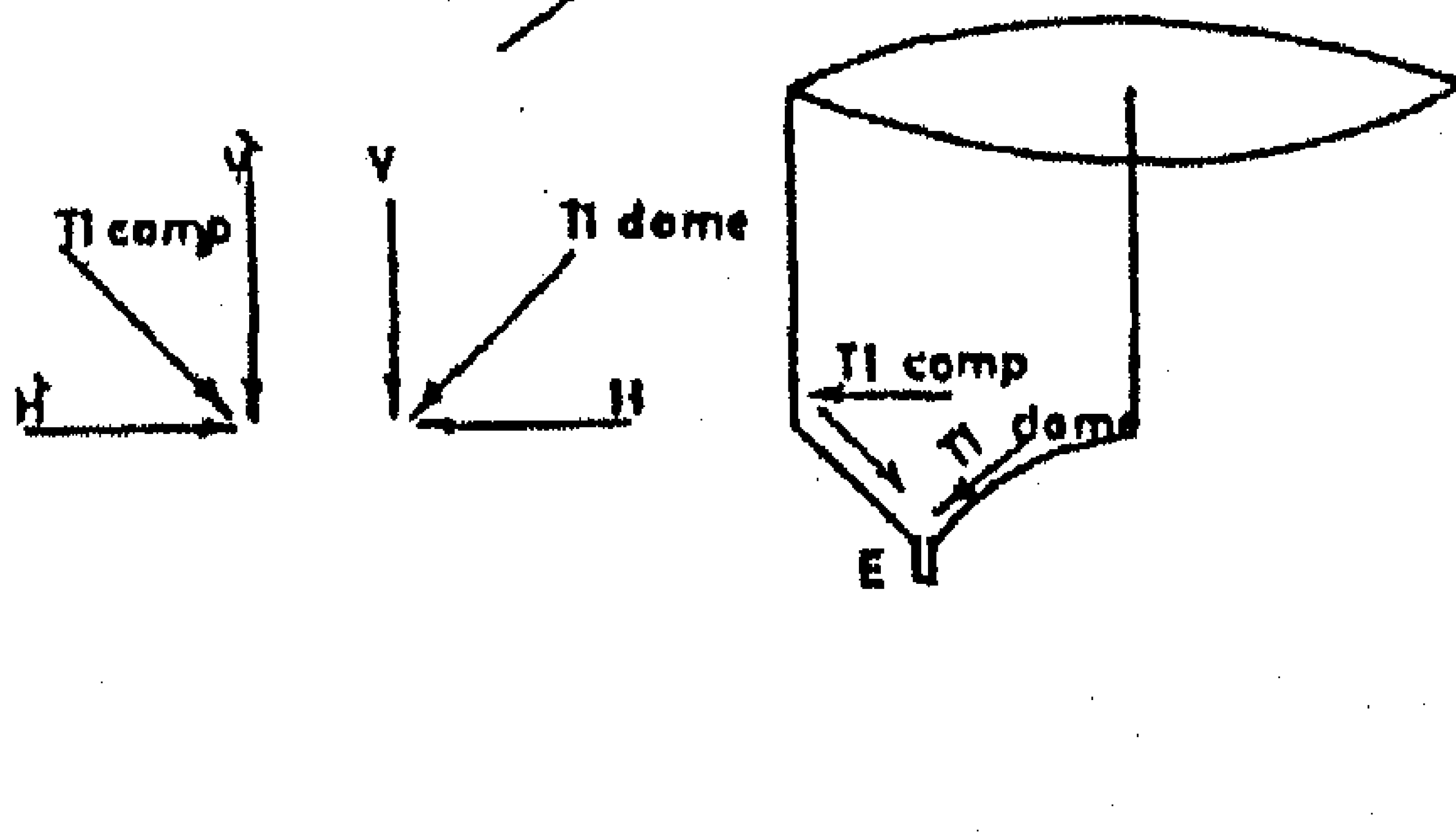
AT (C)



AT (D)



AT (E)



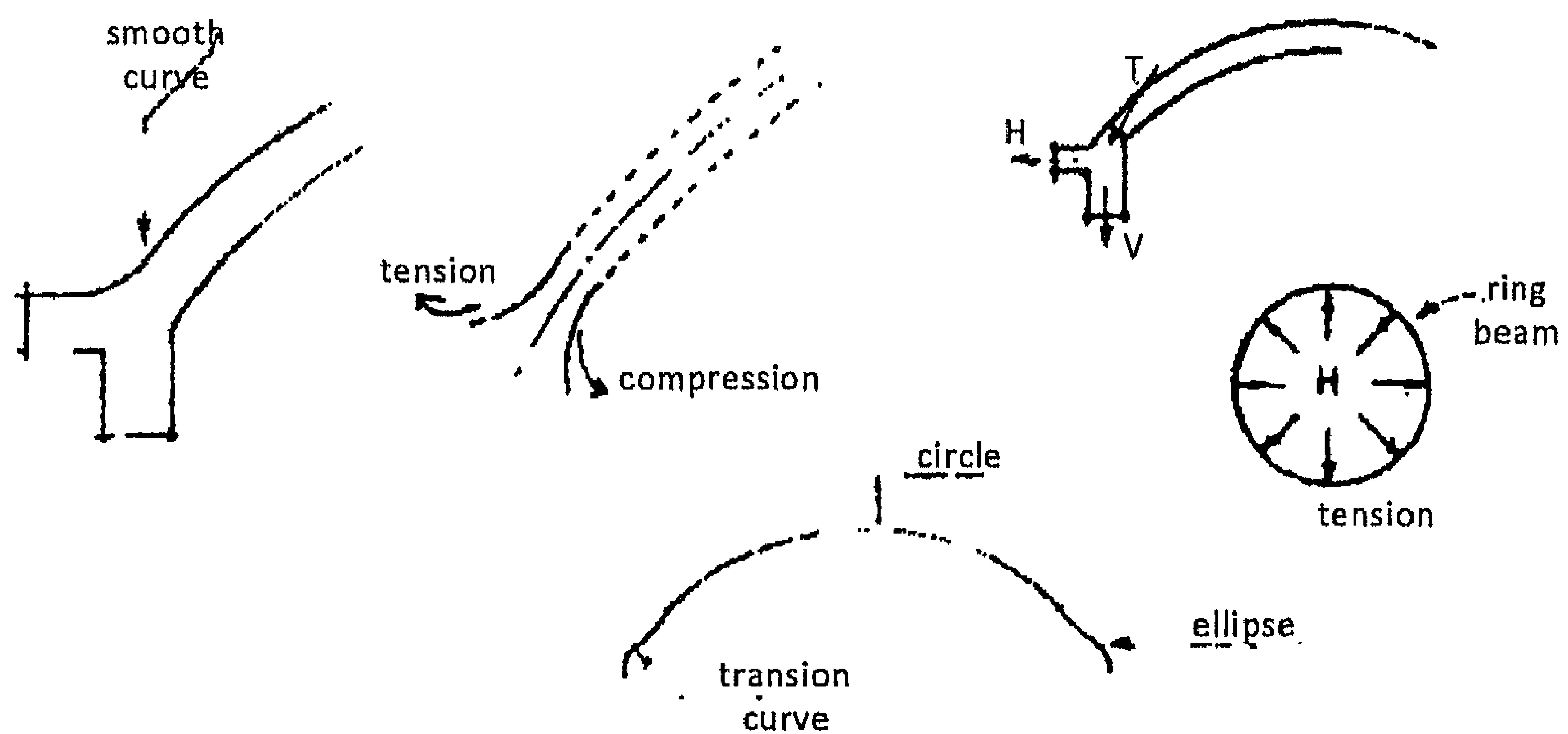
الشكل ٩-٣١: قطاعات رأسية مختلفة

٩-٢-٤ عزوم الانحناء المتولدة في أسطح الدوران

عمومًا، فإن مفعول الغشاء الصافي نادرًا ما يمكن حدوثه حتى في حالات التحميل المتماثل، نتيجة حدوث الاضطراب عند الحواف نتيجة الوصلة بين أسطح الدوران وبين عناصر الارتكاز، فإنه يتولد عزم انحناء يمكن حدوثه في المنطقة من القبة الملاصقة للكمرة الحاملة للقبة. وهذه الظاهرة تحدث نتيجة:

١. الوصلة المتماسكة بين العناصر المختلفة.

٢. الاختلاف في الإجهادات المحسوبة من مفعول الغشاء membrane action في اتجاه الحلقات في القبة الملاصقة للركيزة والإجهادات في الكمرة الحلقية الحاملة للقبة من طرفها السفلي.



الشكل ٩-٣٢: تحليل القوى عند أطراف القبة

هذا الفرق في الإجهادات الحلقية بين القبة وبين الكمرة المرتكزة عليها القبة يتولد عنه عزوم انحناء وإجهادات قص في المنطقة الطرفية. وهذا الظاهرة يجب أن تحدث ويجب أن تؤخذ في الاعتبار، عن طريق زيادة سمك الخرسانة في هذه المنطقة، وأيضًا زيادة حديد التسليح في هذه المنطقة.

وفي بعض الحالات يُنصح بتغيير اتجاه محور القشرة بواسطة منحنى تغيير (انظر الشكل ٩-٣٢) لإنقاص الفرق بين الإجهادات في القشرة والإجهادات في الكمرة المرتكزة عليها القشرة.

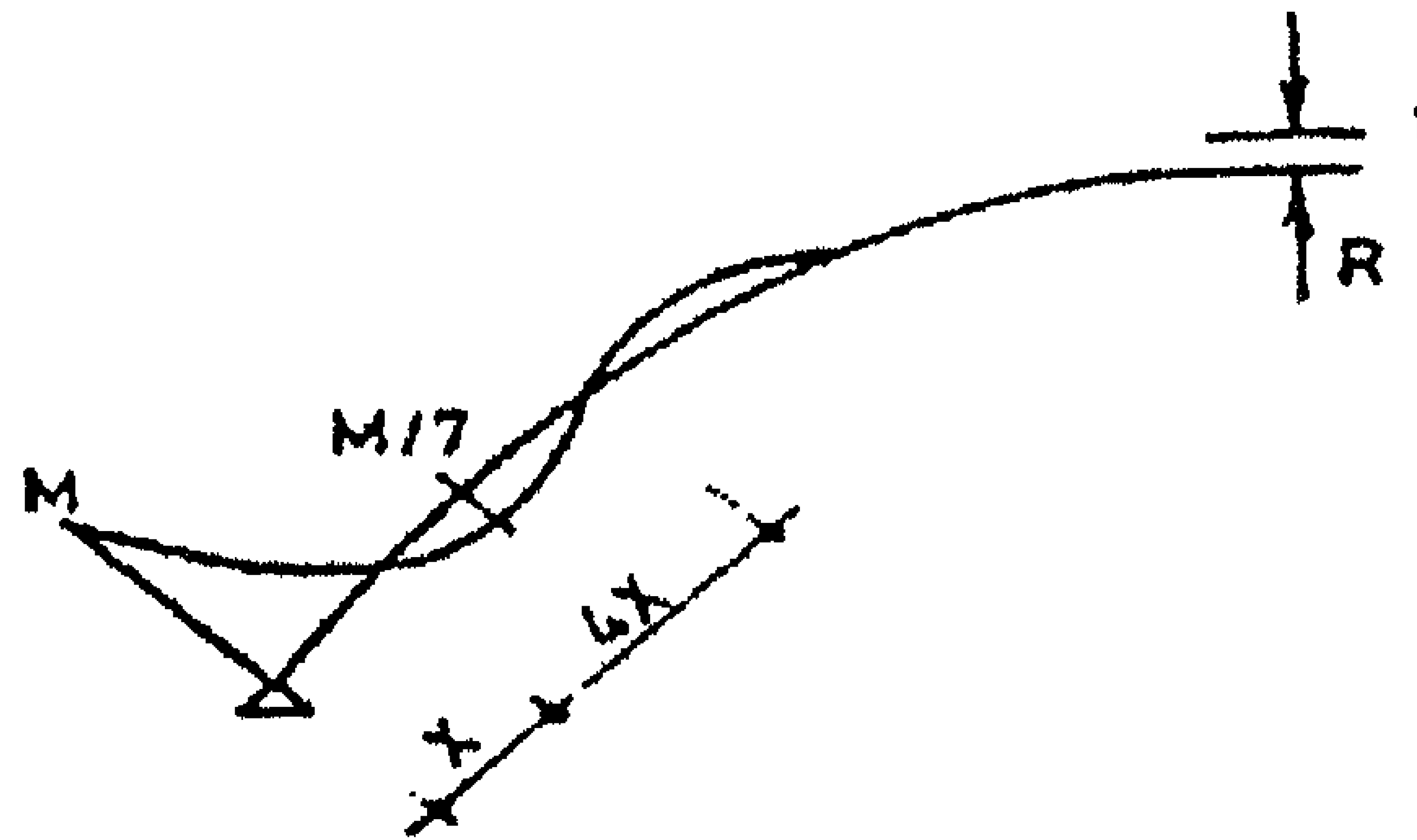
ولحسن الحظ، فإن عزوم الانحناء التي تظهر عند الحواف لأي قشرة تختفي بعد مسافة قصيرة من الحافة، وهذا معناه أن عزوم الانحناء هذه سوف تعمل وتؤثر فقط في المسافة الملاصقة لحافة القشرة المرتكزة على الكمرة الحاملة لها فقط. فإذا كان:

نصف قطر الكرة = R

سمك القشرة = t

في القشرة (الكروية):

$$\therefore \quad x = 0.6\sqrt{R\,t}$$



الشكل ٩-٣٣: عزم الانحناء عند طرف القبة

٩-٢-٥ نظرية الألواح والقشريات

(نظرية الألواح والقشريات من كتاب تومتشينكو Timoshenko) حالة قبة كروية مثبتة عند كلا من طرفيها لقبة كروية من الخرسانة المسلحة:

or p/unit area of surface

الشكل ٩-٣٤: توزيع الحمل الحي

$$M_{fix.} \cong -\frac{P\,R\,t}{8}$$

الصيغة المؤكدة:

$$M_{\alpha} = -\frac{P\,a\,h}{4}\sqrt{\frac{1-\upsilon}{3(1+\upsilon)}}$$

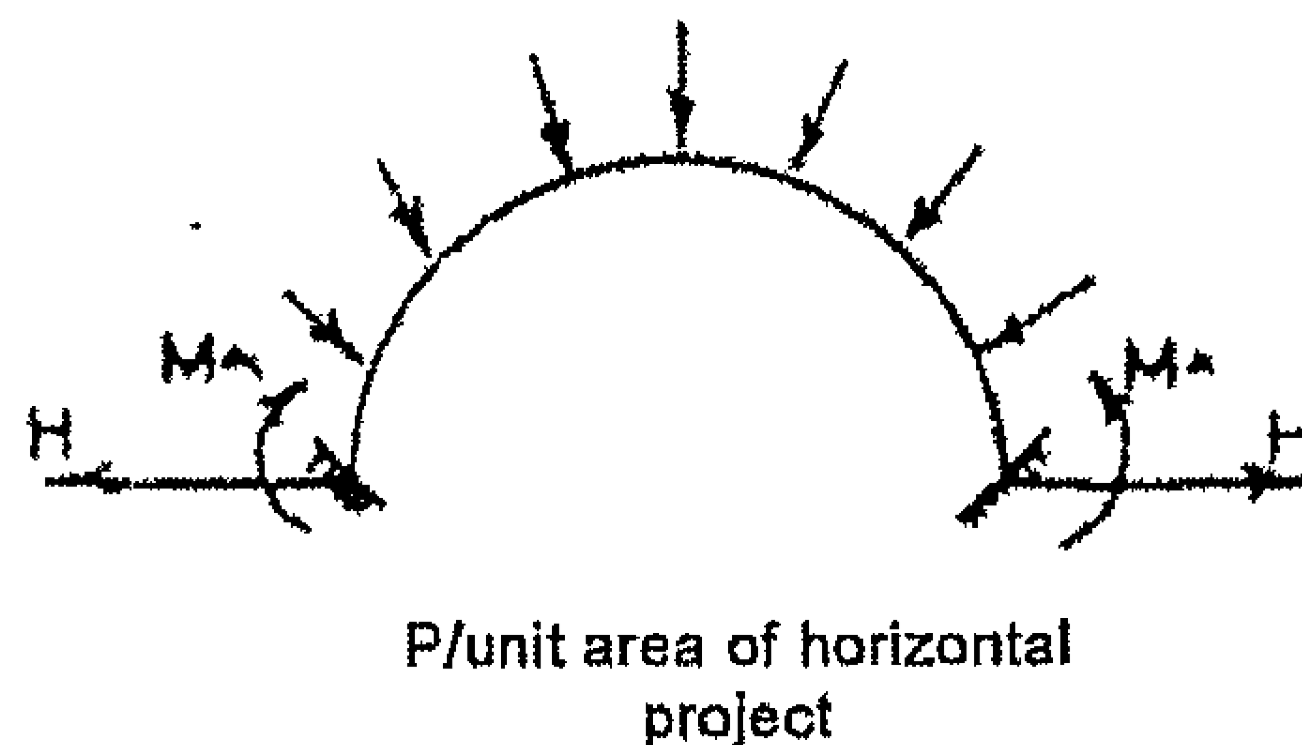
أي أن إذا كان:

$R = 10\ \text{m}$ ،

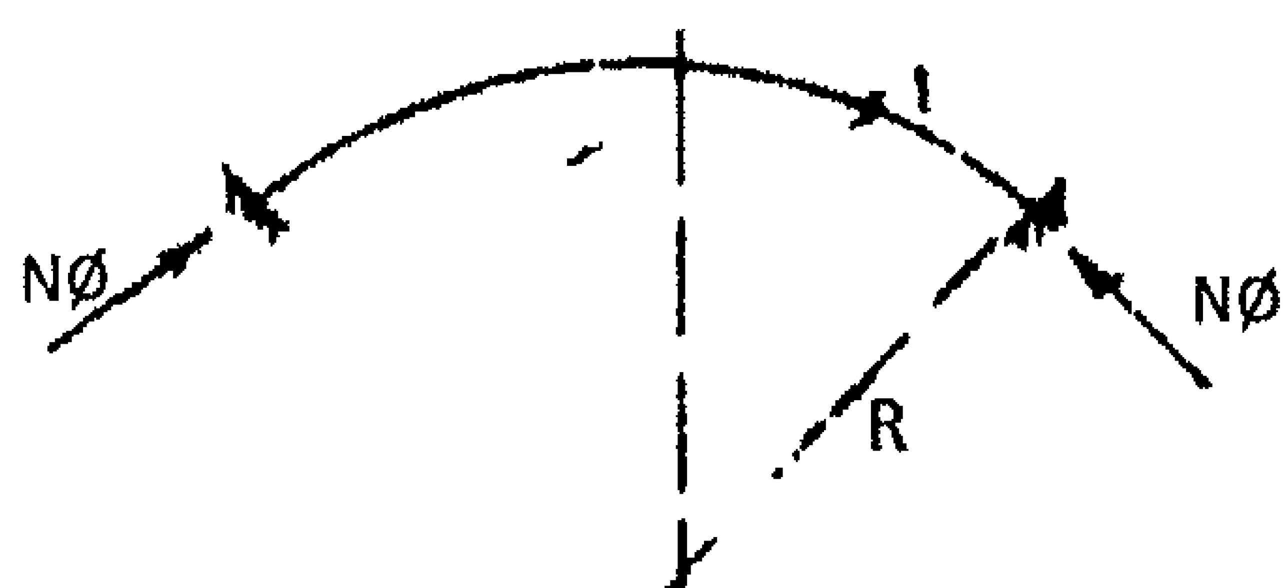
$t = 0.1\ \text{m}$ ،

$P = 0.4\ t/m^2$

$$\therefore \quad M_{fix.} \cong \frac{0.4 \times 0.1 \times 10}{8} \cong 0.05 \ m.t/m^{\backprime}$$



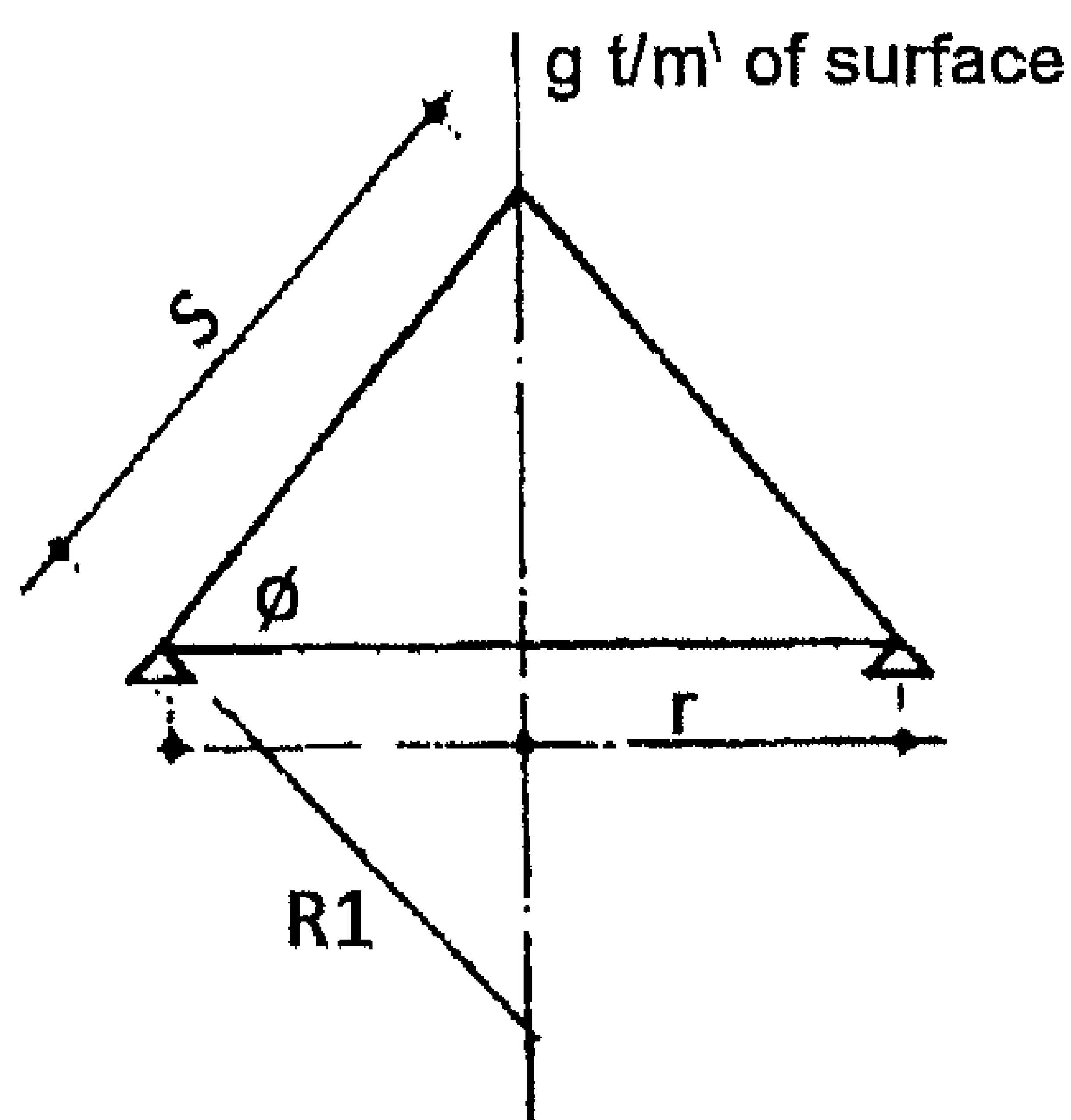
الشكل ٩-٣٥: قطاع رأسي لبيان توزيع الحمل الميت



الشكل ٩-٣٦

٩-٣ المخروط

أ) تحت تأثير الحمل الميت



الشكل ٩-٣٧: قطاع رأسي

$$W_\phi = \pi = 3.14 \text{ r.s.g}$$

$$T_1 = \frac{W_\phi}{2\pi r \sin\phi}$$

$$S = \frac{r}{\cos\phi} = \frac{R_2 \sin\phi}{\cos\phi}$$

$$\therefore \quad T_1 = \frac{\pi r(r/\cos\phi)g}{2\pi r\sin\phi\cos\phi} = \frac{\pi r^2 g}{2\pi r\sin\phi\cos\phi} = \frac{gr}{2\sin\phi\cos\phi}$$

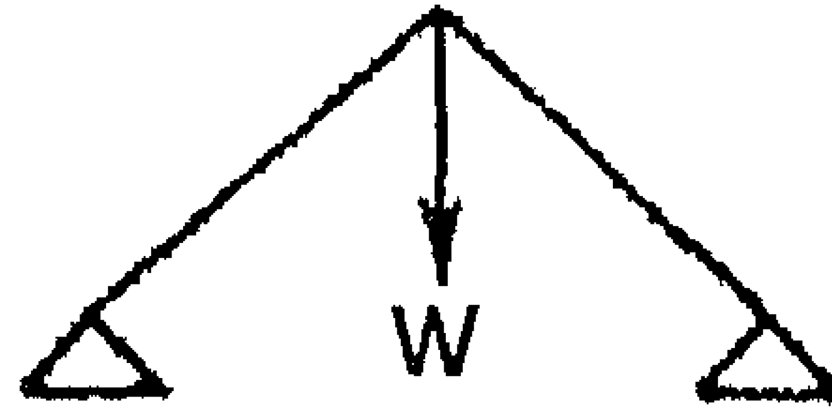
$$T_2 = R_2 Z$$

$$R_2 = \frac{r}{\sin\phi}$$

$$\therefore \quad T_2 = \frac{r}{\sin\phi} g\cos\phi$$

حيث r المتغير الوحيد.

(ب) تحت تأثير الحمل الحي



الشكل ٩-٣٨: قطاع رأسي توضيحي

حساب الأوزان:

$$W_\phi = \pi r^2 P$$

$$T_1 = \frac{W_\phi}{2\pi r\sin\phi} = \frac{\pi r^2 P}{2\pi r\sin\phi} = \frac{Pr}{\sin\phi}$$

حيث r المتغير الوحيد.

$$T_2 = \frac{r}{\sin\phi} = \frac{P\cos^2\phi}{Z}$$

$$T_1 = \frac{W}{2\pi r\sin\phi}$$

$$T_2 = 0$$

ملاحظات

١. التسليح في بلاطة (قشرة) المخروط يجب أن يكون موزعًا توزيعًا متقطع staggered، وذلك بسبب أن القشرة رفيعة السمك جدًا بحيث لا تستطيع أن تسمح بوضع صفين حديد تسليح متعارضين.

٢. الكانات يجب أن تأخذ نفس شكل انحناء الكمرة، حتى تأخذ نفس الانفعال الحادث للكمرة في نفس الوقت.

حيث:
$$S = \frac{H}{\sin\phi}$$

$$\because \quad r = \frac{H}{\tan\phi} = H\frac{\cos\phi}{\sin\phi}$$

$$\therefore \quad N_\phi = \frac{W_\phi}{2\pi H\cos\phi} = g\pi H^2\frac{\cos\phi}{\sin^2\phi} = \frac{gH}{2\sin^2\phi}$$

$$\because \quad \sin\phi = \sin\left(\tan^{-1}\frac{6}{15}\right) = 0.373$$

حيث:
$$\phi = \tan^{-1}\frac{6}{15}$$

$$\therefore \quad \phi = 21.8^\circ = 21^\circ\,48'\,5''$$

$$\therefore \quad N_\phi = \frac{400\times 6}{2\times 0.373} = 8500\ \text{kg/m}' = 8.5\ \text{t/m}'$$

ولكن:
$$\frac{N_\phi}{R_1} + \frac{N\theta}{R_2} = P_r$$

حيث:
N_ϕ = القوى الماسية

و N_θ = القوى الحلقية

و $P_r = g\cos\theta$

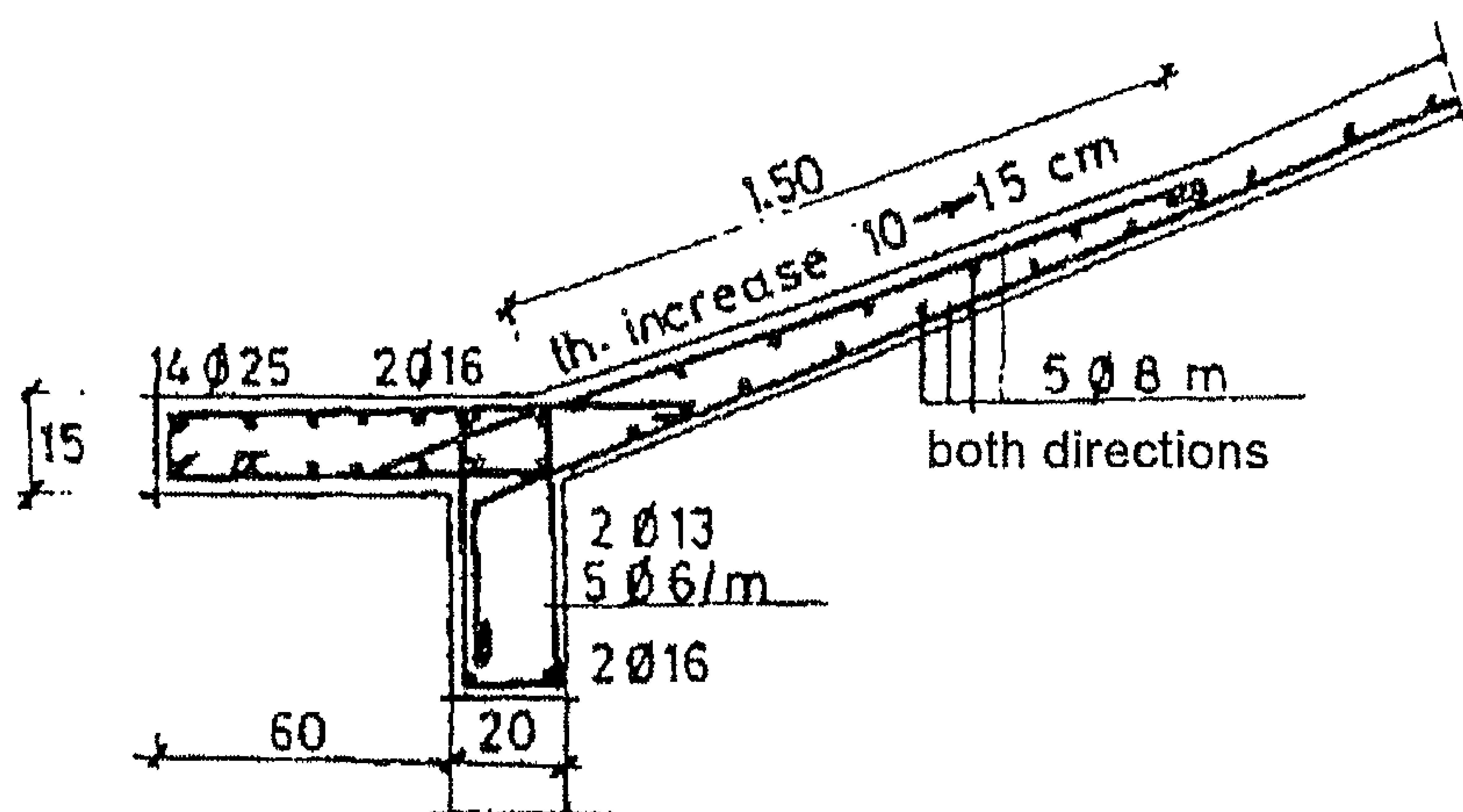
$$R_1 = \infty$$

$$\because \quad N_\theta = P_r R_2 = g\cos\phi\, r\frac{S}{H} = g\frac{r^2}{H}$$

$$\therefore \quad N_\theta = \frac{400}{1000}\times\frac{15^2}{6} = 15.00\ \text{t/m}'$$

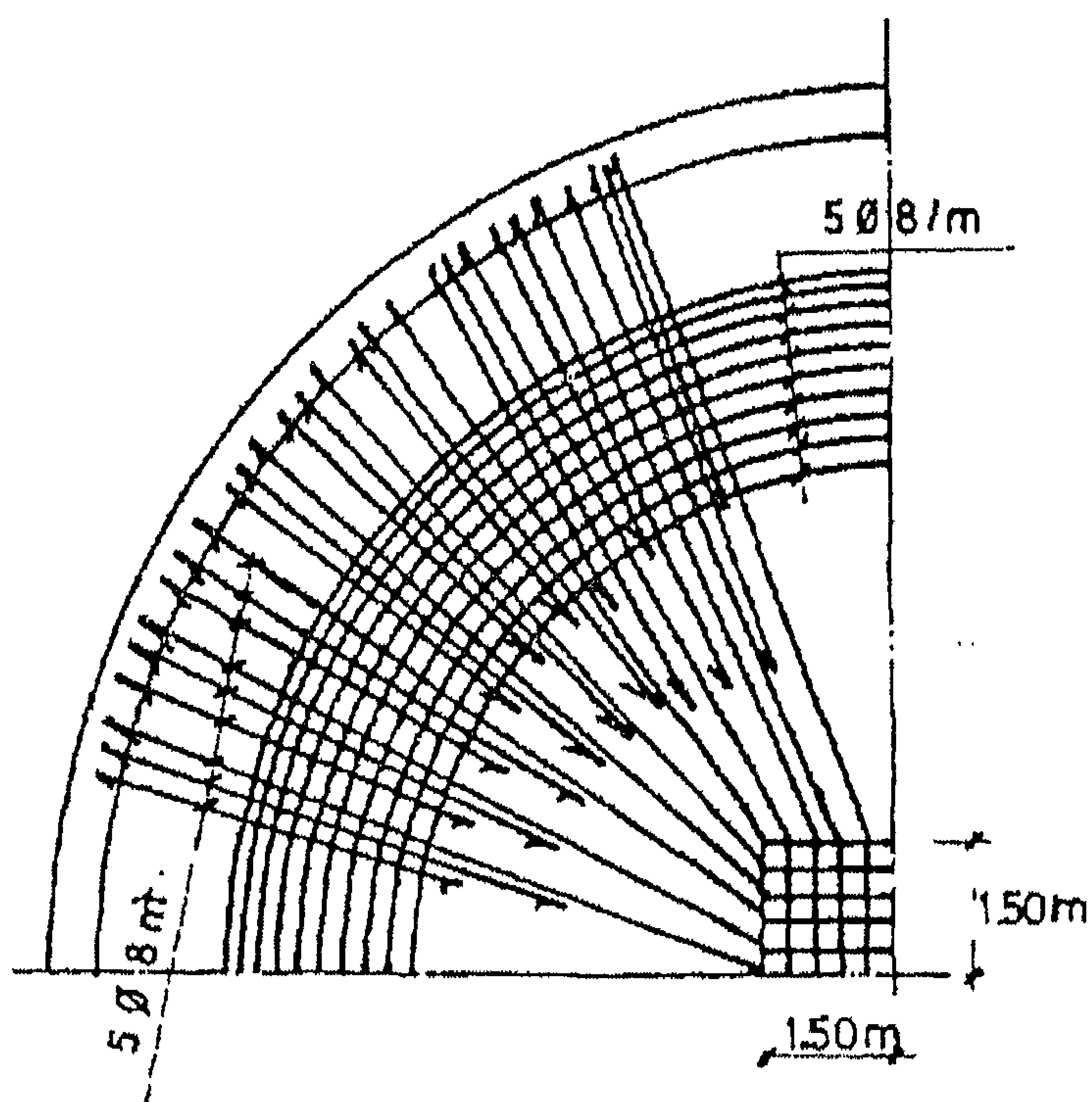
و $\therefore \quad F_{N_\phi} = \dfrac{8.5\times 1000}{100\times 10} = 8.5\ \text{kg/cm}^2$ ((إجهاد القوة الماسية))

$F_{N_\theta} = \dfrac{15\times 1000}{100\times 10} = 15.00\ \text{kg/cm}^2$ (إجهاد القوة الحلقية)



Sectional elevation

(أ)



plan

(ب)

الشكل ٩-٣٩: تفاصيل التسليح

إن القشرة سوف يتم تسليحها بواسطة شبكة تسليح $5\phi 8\ mm/m'$ ونمدها بشبكتين واحدة على كلا الوجهين السفلي والعلوي. وفي أسفل متر ونصف من القشرة بالقرب من كمرة الركيزة حيث سيتم زيادة سمك القشرة إلى سمك 15 cm بالتدريج لمقاومة العزوم التي من الممكن أن تحدث نتيجة الاختلاف النسبي للانفعالات بين الحلقة السفلية للقشرة الخرسانية وبين الكمرة الحلقية الأفقية المرتكزة عليها القشرة (انظر الشكل ٩-٣٩).

تصميم الكمرة الحلقية

$$H = N_\phi \cos\phi$$

$$\cos\phi = \sqrt{1-0.373^2} = 0.9275$$

$$H = 8.5 \times 0.9275 = 7.9\ t/m$$

$$A_s = \frac{7.9 \times 15}{1.8} = 66\ cm^2$$

(نختار $14\phi 25$)

(يمكن استخدام حديد عالي المقاومة لإنقاص عدد الأسياخ المستخدمة إلى $9\phi 25$).

تصميم الكمرة الدائرية الرأسية

$$V = 8.5 \times 0.373 = 3.17\ t/m'$$

نختار 36 عمود قصير posts. إن تأثير الالتواء يكون صغير نسبيًا، ويمكن التعامل معه ومقاومته بواسطة زيادة الكانات وزيادة عدد سيخين على الوجهين، سيخ لكل وجه من أوجه الكمرة في منتصف العمق. ولمزيد من المعلومات عن مقاومة عزوم الانحناء يمكن للقارئ الرجوع إلى الكتاب الثالث للمؤلف م/خليل إبراهيم واكد بعنوان "تصميم الكمرات الخرسانية"، الباب الثامن والعاشر.

$$M_{+ve} = M_{-ve} = \frac{3.17 \times 2.62^2}{16} = 1.35\ m.t$$

$$d = 0.28\sqrt{\frac{1.35 \times 10^5}{25}} = 20.57\ cm$$

نأخذ:

$$t = 40.0\ cm$$

$$A_s = \frac{1.35 \times 10^5}{1260 \times 35} = 3.06\ cm^2$$

نختار $2\phi 16$ علوي ومثله سفلي.

٩-٤ القبة

كما عرفنا من قبل، فإن القبة dome نوع من أنواع أسطح الدوران، يتم وصفه بدوران قوس من دائرة حول محور دوران رأس مستقيم. ويوجد نوعان من القباب:

١. القبة الكروية spherical dome: وفيها يكون مركز الدائرة يقع على محور الدوران.
٢. القبة المخروطية conical dome: وفيها يكون مركز الدائرة يقع خارج محور الدوران.

إن أنواع التحميل المعتبر في تصميم هذين النوعين من القباب هي:

١. الحمل المنتظم لكل متر مربع من سطح القبة.
٢. الحمل المتغير يساوي صفرًا عند أعلى نقطة من القبة، ويزداد بمعدل منتظم كلما اتجهنا نحو قاعدة القبة.

وفي كلتا الحالتين للتحميل، فإن الحمل يكون ثابتًا حول أي دائرة عرضية (حلقة) من القبة (أي قطاع أفقي دائري).

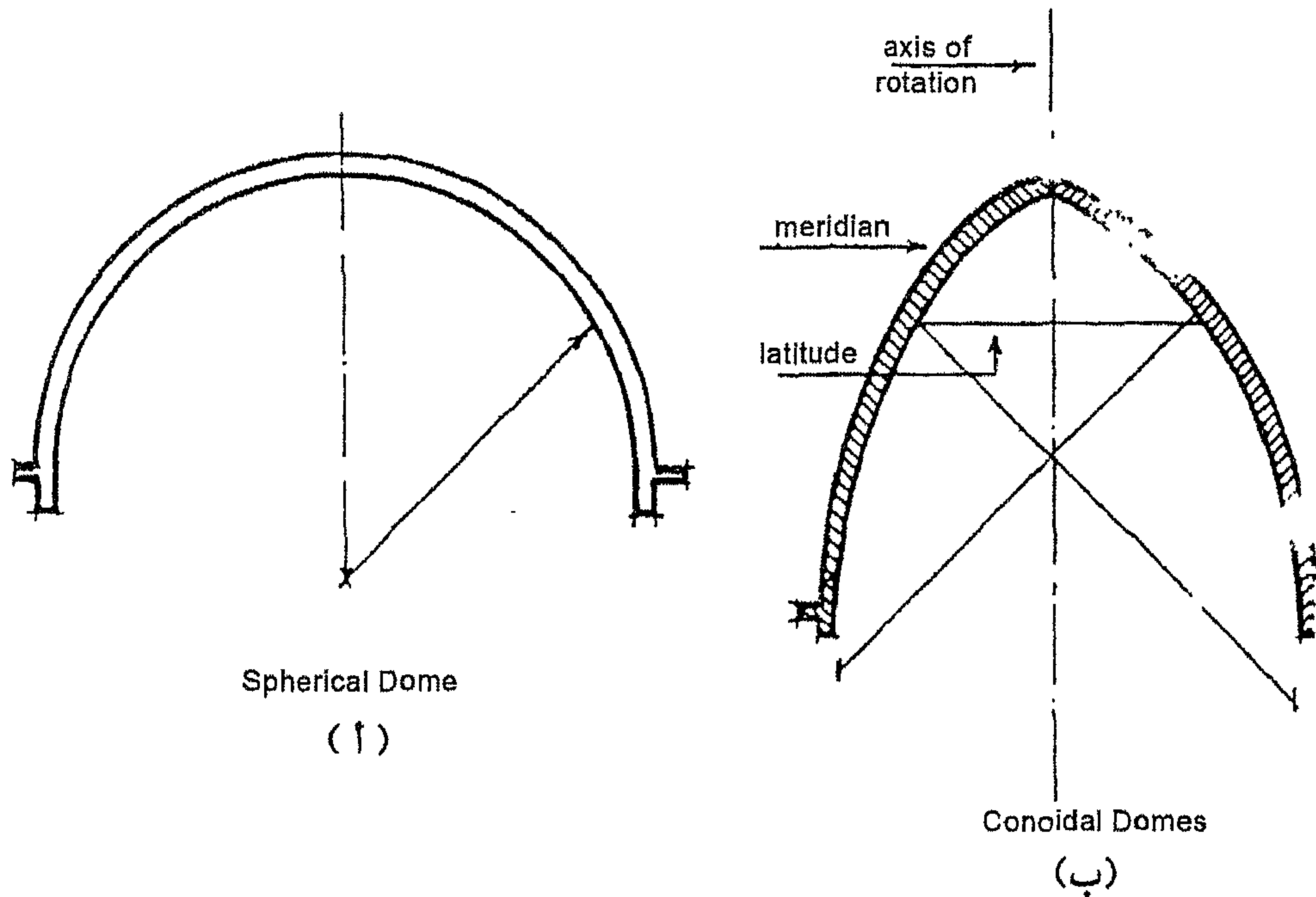
إن هناك نوع آخر (ثالث) من القباب. هذا النوع من القباب ينشأ من دوران قوس بيضاوي ellipse حول محور قصير minor axis. إن الماس لهذا الشكل البيضاوي في نهايته عند المحور الرئيسي (الطويل) major axis يكون رأسيًا، والتي عندها يكون قوى الضغط thrust يكون أيضًا رأسيًا. وفي هذه الحالة، لا توجد حاجة لعنصر طرفي edge member لتحميل الشد الحلقي عندما يكون الشكل البيضاوي غير مستمر عند نهايته من جهة المحور الرئيسي. ومهما كان الشد الحلقي hoop tension في هذه القبة له قيمة، فيمكن مقاومته باستخدام أسياخ حديد تسليح تُوضع داخل القشرة الخرسانية نفسها.

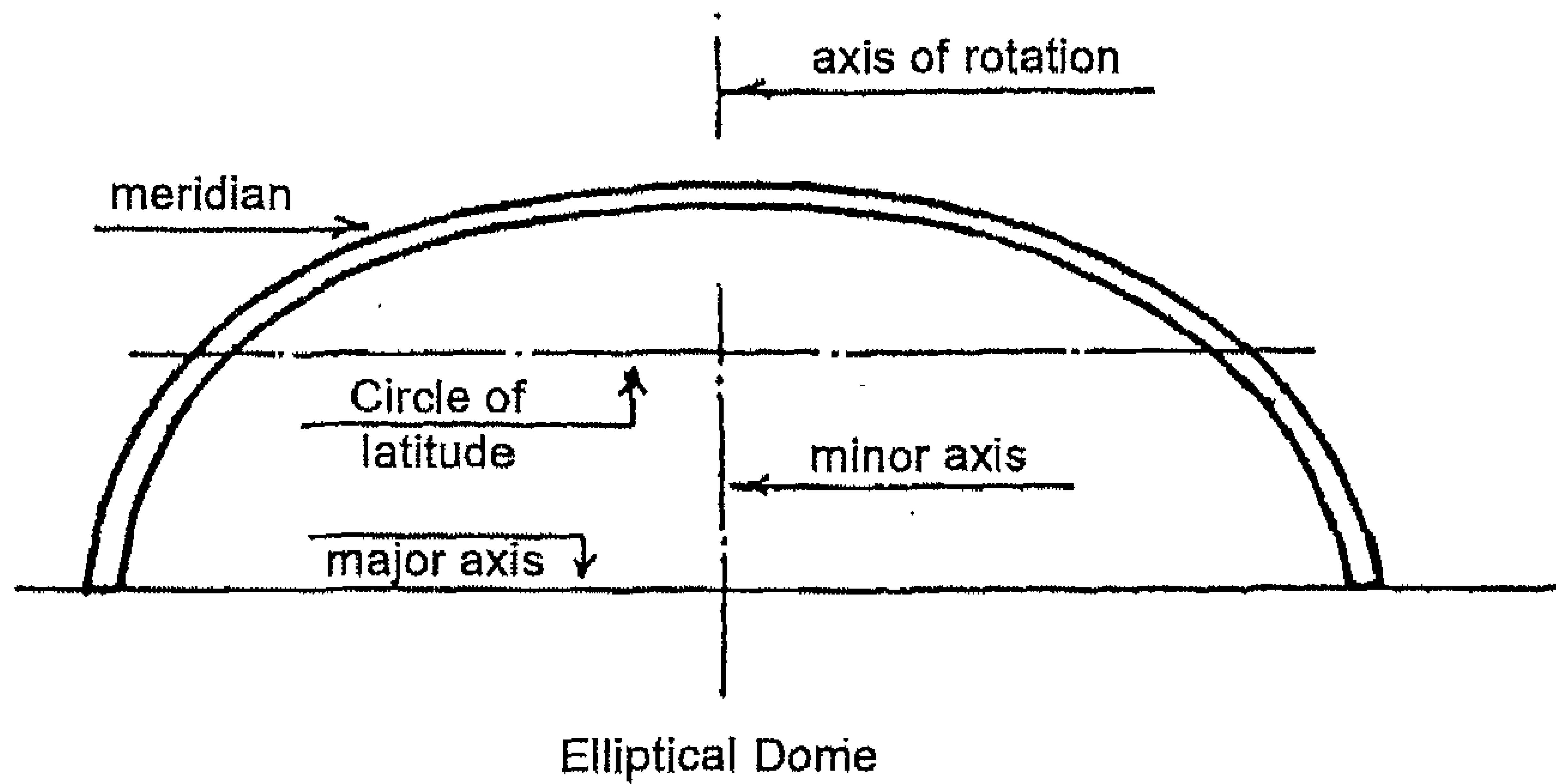
إن الأحمال الرئيسية التي سنقوم بدراستها هنا، وتقوم بالتأثير على القبة البيضاوية هي كالتالي:

١. الحمل المنتظم (الحمل الميت) لكل متر مربع من سطح القبة المناظر لسمك منتظم للقشرة الخرسانية (انظر الشكل ٩-٤٠).
٢. الحمل المنتظم (الحمل الحي) لكل متر مربع من المسقط الأفقي لسطح القبة (في أوروبا وأمريكا يمكن أن يكون الحمل الحي هو حمل الثلوج المتساقطة في فصل الشتاء).

إن الافتراضات الأساسية العامة في تصميم أي قبة تكون كالتالي:

١. القبة تكون رفيعة السمك جدًا بحيث لا يمكن أن ينشأ داخلها أي عزم انحناء.





الشكل ٩-٤٠: قطاعات رأسية في الأشكال البيضاوية المختلفة

٢. يكون للقبة سمك كاف لمقاومة الانبعاج.

٣. الإجهادات الناتجة من ضغط الرياح أو التغيرات الحجمية وإزاحات الركيزة يمكن إهمالها بحيث يمكن أن نقول أن الأشكال والأحمال فقط والذين يكونوا دائمًا متماثلين حول محور الدوران هي التي يجب أن نأخذها في الاعتبار.

٤. يجب العناية الكاملة بحيث نتجنب حدوث حالات تحميل خطيرة عندما نقوم بتخفيض الشدات الخشبية وإزالتها لأن القشرة الخرسانية يجب أن نسمح لها بعمل التشكلات إلى أسفل بسهولة وانتظام بقدر الإمكان.

٥. وإذا أخذنا في الاعتبار الكلام من الناحية النظرية فقط، فإن الأسقف القشرية نفترض أن لا تحمل أية أحمال مركزة أو أية أحمال غير متماثلة. مع ملاحظة أن هناك نجفة collar، ذات حمل معتبر، سوف يتم توزيع هذا الحمل على طول محيط دائرة مركزية، ولن يعتبر أنه حمل مركز.

٩-٤-١ الحالات الطرفية للقبة والكمرة الحلقية

هناك العديد من الصيغ الرياضية والمعادلات التي اُشتقت على أساس الافتراضات التي شرحناها سابقًا. ولكن هذه المعادلات لا يمكن تطبيقها عند الحواف غير المستمرة. عند هذه الحواف، فإن النتائج المشتقة من هذه المعادلات يمكن أن تكون تقريبية بدرجة صحة عالية، ولكنها دائمًا ليست دقيقة بنسبة مائة في المائة.

إن العنصر الطرفي (الكمرة الحلقية والحلقة القشرية المجاورة لها يجب أن يحدث لهما نفس قيمة الانفعال strain عندما يتم صبهما معًا متكاملين. ولكن في الحقيقة فإن العنصر الطرفي عند قاعدة القشرة (القبة مثلاً) دائمًا يكون في حالة شد tension، وفي نفس الوقت فإن القوة الحلقية المحسوبة في الشريحة الدائرية الملاصقة لها في القبة من الممكن أن تكون في حالة ضغط.

وفي المرجع رقم 13، فإن هناك دراسة تفصيلية عن الحل النهائي المؤكد exact solution لهذه المشكلة، ولكن في الواقع العملي والتصميمات الفعلية فإنه يمكننا إهمال هذه الظاهرة (أو هذه الحقيقة الفعلية)، ويمكننا أن نأخذ في الاعتبار فقط عزم انحناء التثبيت للقبة مع الكمرة الحلقية، كما هو موضح ومشروح من قبل في البند ٩-١-٤ الشكل ٩-٣٢.

٩-٤-٢ إجهادات التصميم المسموح بها في القباب

في كل طرق تصميم الأحمال فإن الإجهادات المسموح بها في الأسقف القشرية والقباب يتم الحفاظ عليها منخفضة بنسبة عالية وذلك لعدة أسباب مثل:

١. القوى بالقرب من العناصر الطرفية تكون عادةً غير معروفة على وجه الدقة.

٢. التغيرات الحجمية وفرق الهبوط يكون مهملاً، والأحمال المركزة يمكن أن تحدث زيادة حرجة في الإجهادات. ومن الناحية الأخرى، فإن المصمم نادرًا ما يحتاج إلى قيمة إجهادات مسموح بها عالية إلا نادرًا من الناحية العملية، وذلك لأنه نتيجة عملية التصميم فإن الإجهادات الفعلية تكون غالبًا منخفضة في الأطوال العادية في الواقع الفعلي للقباب والقشريات عمومًا.

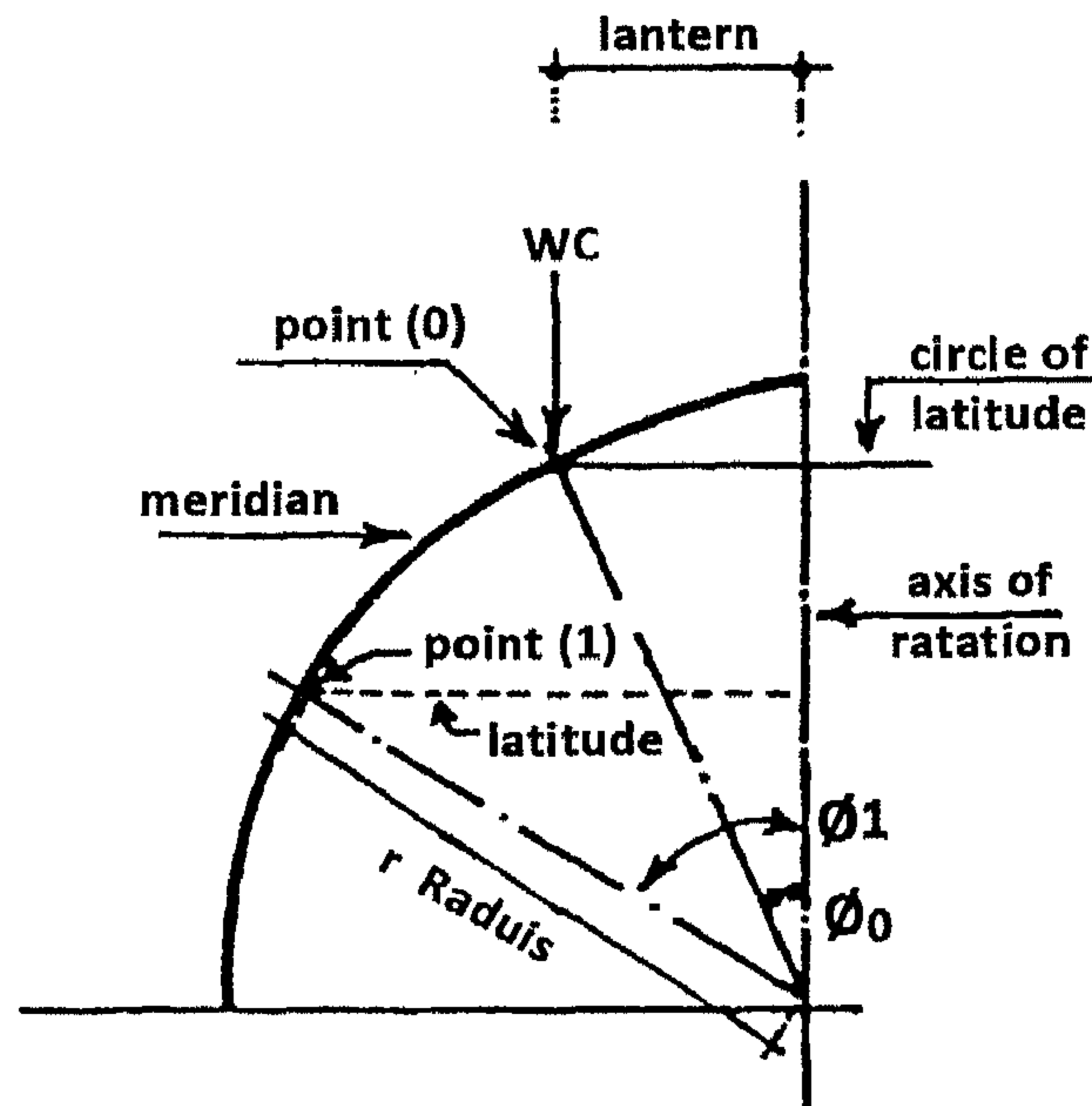
عندما يكون نسبة نصف القطر إلى السمك أزيد من 500، فإن هناك اعتبارًا خاصًا يجب أن يتم الاحتياط منه، وهو احتمال وجود تأثيرات قوية للانبعاج possible effects of buckling.

٩-٤-٣ المعادلات الخاصة بحل القبة الكروية

(أ) الصيغة الرئيسية (المعادلة الرئيسية)

إذا اعتبرنا الجزء من القبة المحصور بين المستويين الأفقيين على خطوط العرض بين النقطة 0 والنقطة 1 (انظر الشكل ٩-٤١)، فإن المساحة السطحية A:

$$A = 2\pi r^2 (\cos\phi_0 - \cos\phi_1)$$



الشكل ٩-٤١: قطاع رأسي

فإذا كان $W\ t/m^2$ هو الحمل لكل متر مسطح من القبة منتظم التوزيع، فإن الحمل الكلي W_u يُعطى بالمعادلة التالية:

$$W_u = 2\pi r^2 W(\cos\phi_0 - \cos\phi_1)$$

فإذا كان الحمل يتزايد من الصفر عند 0 بمعدل $W^\backslash$ لكل زاوية دائرية، فإن الحمل الكلي W_v يعطى بالمعادلة التالية:

$$W_v = 2\pi r^2 W^\backslash\left[\sin\phi_1 - \sin\phi_0 - \cos\phi_1(\phi_1 - \phi_0)\right]$$

فإذا كانت W_c يرمز إلى حمل النجفة (أو حمل الشخشيخة) موزعًا على دائرة من دوائر خط العرض للكمرة، فإن المصطلح العام للحمل الكلي (الصيغة) W يكون إذن كالتالي:

$$W = W_u + W_v + W_c$$

فإذا كانت النقطة 0 تقع على محور الدوران (فتحة = صفر)، فإن:

$$A = 2\pi r^2(1-\cos\phi_1)$$
$$W_u = 2\pi r^2 W(1-\cos\phi_1)$$
$$W_r = 2\pi r^2 W^\backslash(\sin\phi_1 - \phi_1\cos\phi_1)$$

باستقراء القوى عند مستوى خط عرض مار خلال النقطة 1، فإن W سوف تكون الحمل أعلى مستوى الدائرة، ويكون الضغط المماس للقطر T كالآتي:

$$T = \frac{W}{2\pi r \sin^2\phi_1}$$

والقوة الحلقية ring (hoop) force H كالآتي:

$$H = -T + W + W^\backslash(\phi_1 - \phi_0) r\cos\phi_1$$

إذا كانت القبة غير مستمرة حول دائرة العرض المارة بالنقطة 1، فإن عنصر طرفي (كمرة حلقية) يجب وضعها حول هذه الدائرة، ويكون هذا العنصر معرضًا إلى الشد الحلقي T_r ring tension حيث:

$$T_r = \frac{W\cos\phi_1}{2\pi r \sin\phi_1}$$

فإذا حذفنا القبة التي أعلى دائرة العرض التي تمر خلال النقطة 0، فإن الشخشيخة W_c سوف تنتج لنا حلقة ضغط حول حافة الفتحة، وهذا الضغط يعطى كالتالي:

$$S = \frac{W_c \cos\phi_0}{2\pi r \sin\phi_0}$$

إن القشرة نفسها يمكن أن تكون قابلة لتأخذ هذا الضغط الحلقي، ولكن إذا وضعنا عنصر طرفي، ويتم صبه في نفس الوقت مع القبة القشرية، فإن القشرة تصبح قابلة للتصميم المناسب لتحمل كل مقادير هذه القوى.

وعند قمة القبة المصمتة solid dome فإن الضغط المماس للقطر meridional thrust T لكل وحدة طول من دائرة العرض المارة خلال قمة القبة يعطى بالمعادلة التالية:

$$T = H = \frac{1}{2} W r$$

(ب) اشتقاق معادلات القباب الكروية

يُرجع إلى الشكل ٩-٤٢.

تعريفات أساسية

$1-0$ = قوس دائرة ذات نصف قطر r. مركز هذه الدائرة يقع على محور الدوران.

ϕ = الزاوية محسوبة من محور الدوران.

$d\phi$ = شريحة مرحلية صغيرة من الزاوية.

$r d\phi$ = طول عنصر من القوس.

$r \sin\phi$ = المسافة من العنصر إلى محور الدوران.

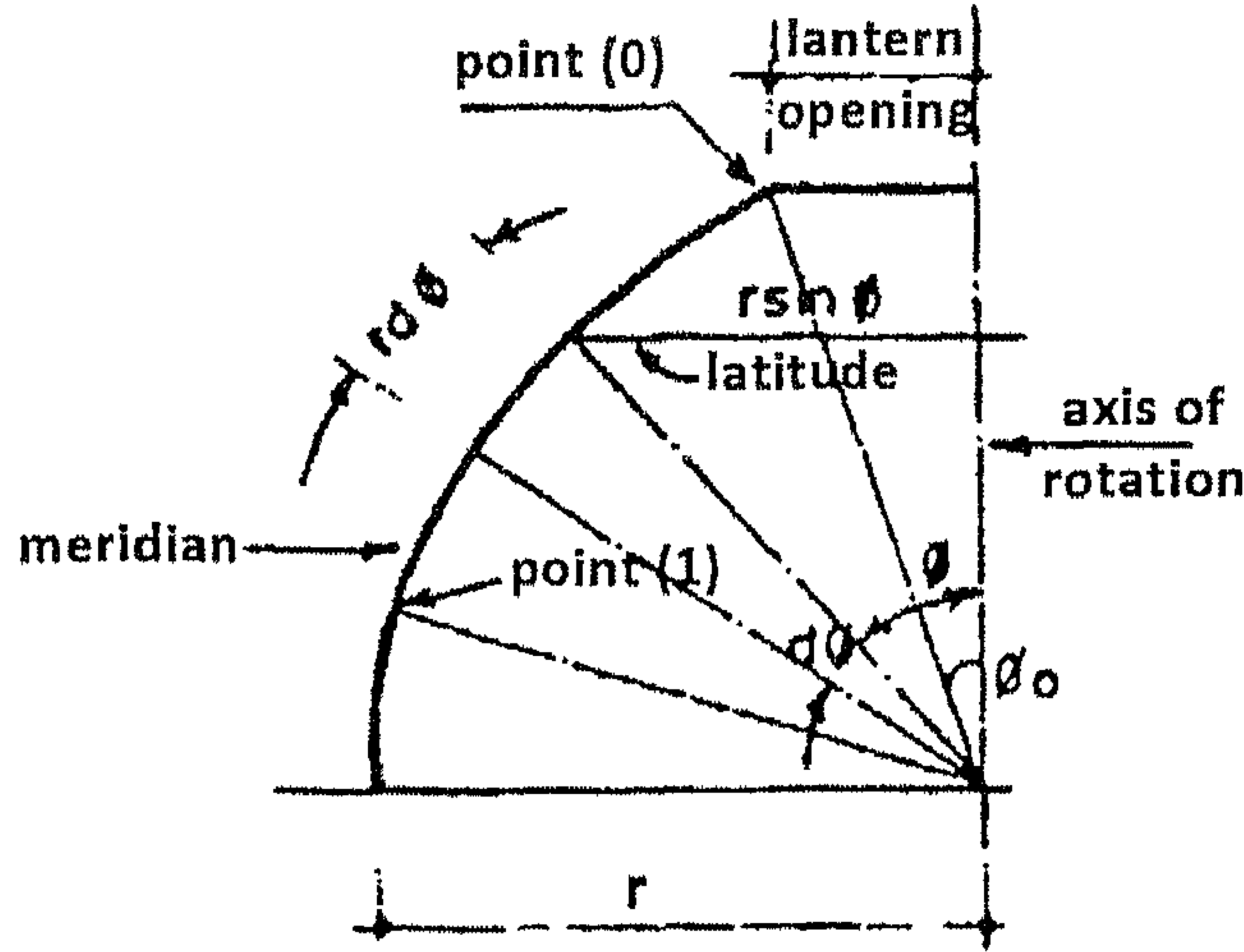
$r d\phi \times 2\pi r \sin\phi$ = مساحة العنصر الدائر حول المحور.

الاشتقاقات

المساحة السطحية الكلية A للقبة الكروية الموصوفة بدوران القوس $1-0$ حول المحور:

$$A = \int_{\phi_0}^{\phi_{11}} r d\phi \times 2\pi r \sin\phi = 2\pi r^2 \int_{\phi_0}^{\phi_1} \sin\phi \, d\phi$$

$$= 2\pi r^2 [-\cos\phi]_{\phi_0}^{\phi_1} = 2\pi r^2 (\cos\phi_0 - \cos\phi_1)$$



الشكل ٩-٢-٤٢: قطاع رأسي في الفتحة

إذا كانت النقطة 0 تقع على محور الدوران (القبة المصمتة) فإن:

$$\cos\phi_0 = 1$$

$$\therefore \quad A = 2\pi r^2 (1 - \cos\phi_1)$$

وإذا كان وحدة الحمل w متساوية لكل العناصر، أي أن الحمل منتظم التوزيع فإن w_u على القبة بين النقطتين 0، 1 تكون:

$$W_u = WA = 2\pi r^2 \times W(\cos\phi_0 - \cos\phi_1) \qquad (9\text{–}1)$$

إذا كان حمل الوحدة unit load يزداد من الصفر عند النقطة 0 بمعدل منتظم $W^{\backslash}$ لكل زاوية قطرية (دائرية)، فإن حمل الوحدة عند العنصر $r\,d\phi$ يساوي $W^{\backslash}(\phi - \phi_0)$.

إن الحمل على عنصر القبة الذي يتم وصفه بواسطة دوران $r\,d\phi$ حول المحور يساوي $r\,d\phi \times \pi r \sin\phi \times W^{\backslash}(\phi - \phi_0)$.

إن الحمل الكلي للقبة الكروية يوصف بواسطة دوران القوس 1–0 حول المحور.

$$W_v = \int_{\phi_0}^{\phi_1} r\,d\phi \times 2\pi r \sin\phi \times W^{\backslash}(\phi - \phi_0)$$

$$= 2\pi r^2 \times W^{\backslash} \int_{\phi_0}^{\phi_1} \phi \sin\phi\, d\phi - 2\pi^2 \times W^{\backslash} \times \phi_0 \int_{\phi_0}^{\phi_2} \sin\phi\, d\phi$$

$$W_v = 2\pi r^2 \times W^{\backslash}\left[-\phi\cos\phi + \sin\phi\right]_{\phi_0}^{\phi_1} - 2\pi r^2 \times W^{\backslash} \times \phi_0\left[-\cos\phi\right]_{\phi_0}^{\phi_1}$$

$$= 2\pi r^2 W^{\backslash}\left[-\phi_1\cos\phi_1 + \sin\phi_1 + \phi_0\cos\phi_0\right.$$

$$\left. -\sin\phi_0 + \phi_0\cos\phi_1 - \phi_0\cos\phi_0\right]$$

$$W_v = 2\pi r^2 W^{\backslash}\left[\sin\phi_1 - \sin\phi_0 - \cos\phi_1(\phi_1 - \phi_0)\right]$$

إذا كانت النقطة 0 تقع على المحور فإن:

$$\phi_0 = 0 \longrightarrow \cos\phi_0 = 1$$

$$\therefore \quad W_v = 2\pi r^2 W^{\backslash}(\sin\phi_1 - \phi_1\cos\phi_1)$$

قوة المماس للقطر والقوى الحلقية

W = الحمل أعلى مستوى خط العرض المار بالنقطة 1 (انظر الشكل ٩–٤٣).

T = القوة المماسة للقطر لكل وحدة طول من دائرة العرض المارة بالنقطة 1.

$2\pi r\sin\phi_1$ = طول دائرة العرض المارة بالنقطة 1.

$T\sin\phi_1$ = المركبة الرأسية للقوة T.

نضع W تساوي مجموع المركبات الرأسية.

للقوة T:

$$W = 2\pi\sin\phi_1 \times T\sin\phi_1 = 2\pi r\sin^2\phi_1 \times T$$

$$T = \frac{W}{2\pi r\sin^2\phi_1} \qquad (٢-9)$$

إذا كانت القبة غير مستمرة حول دائرة العرض حول النقطة 1، فإن حلقة دائرية حول النقطة التي تتعرض إلى وحدة قوة قطرية radial force مكونة من $T\cos\phi_1$.

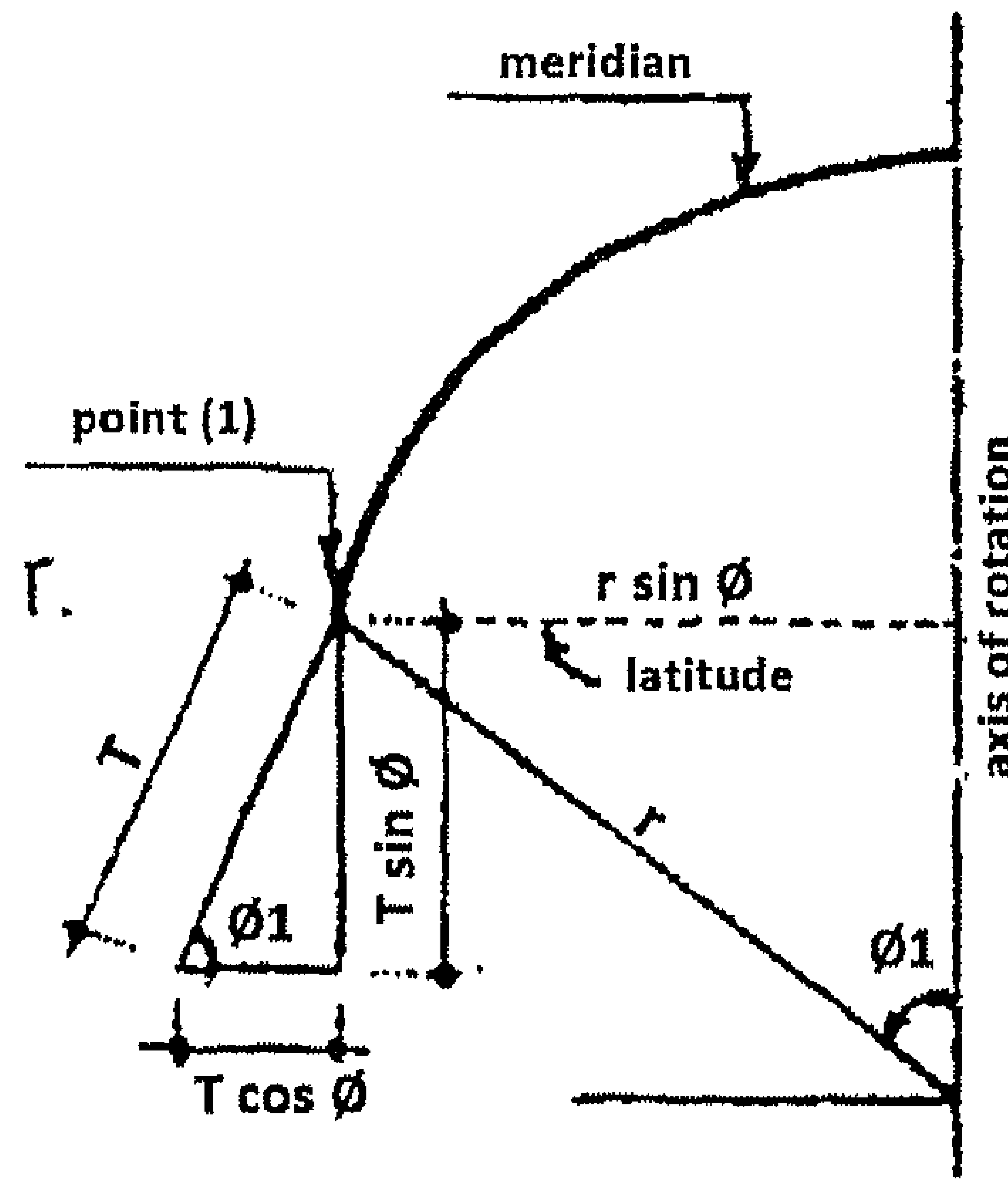
إن وحدة ضغط قطري S تؤثر على حلقة دائرية ذات قطر R تحدث شد حلقي T_r حيث:

$$T_r = S \times R$$

نضع

$$S = T\cos\phi_1$$

$$R = r\sin\phi_1$$



الشكل ٩-٤٣: قطاع رأسي في الشكل البيضاوي

والتي تعطي قيمة شد حلقي على العنصر الطرفي (الكمرة الحلقية) عند النقطة 1:

$$\therefore \quad T_r = T\cos\phi_1 \times r\sin\phi_1 = \frac{W\cos\phi_1}{2\pi r\sin^2\phi_1} \times r\sin\phi_1 = \frac{W\cos\phi_1}{2\pi r\sin\phi_1}$$

إن النقطة 0 على محور الدوران باعتبار عنصر مربع له وزن W يتعرض إلى قوة ضغط T على كل من جوانبه الأربعة. أدخل W_u من المعادلة (٩-١) في المعادلة (٩-٢) ونضع في المعادلة الصيغة التالية:

$$\sin^2\phi = (1-\cos\phi)(1+\cos\phi)$$

$$\therefore \quad T = \frac{2\pi r^2 W(1-\cos\phi)}{2\pi r(1-\cos\phi)(1+\cos\phi)} = \frac{Wr}{1+\cos\phi} = \frac{1}{2}Wr$$

إن عنصر مربع عند النقطة 1 يكون معرضًا إلى ثلاث قوى:

١. القوى المماس قطرية T مماسة لدائرة خط الطول tangential to meridian.

٢. القوة الحلقية H مماسة لدائرة خط العرض circle of latitude.

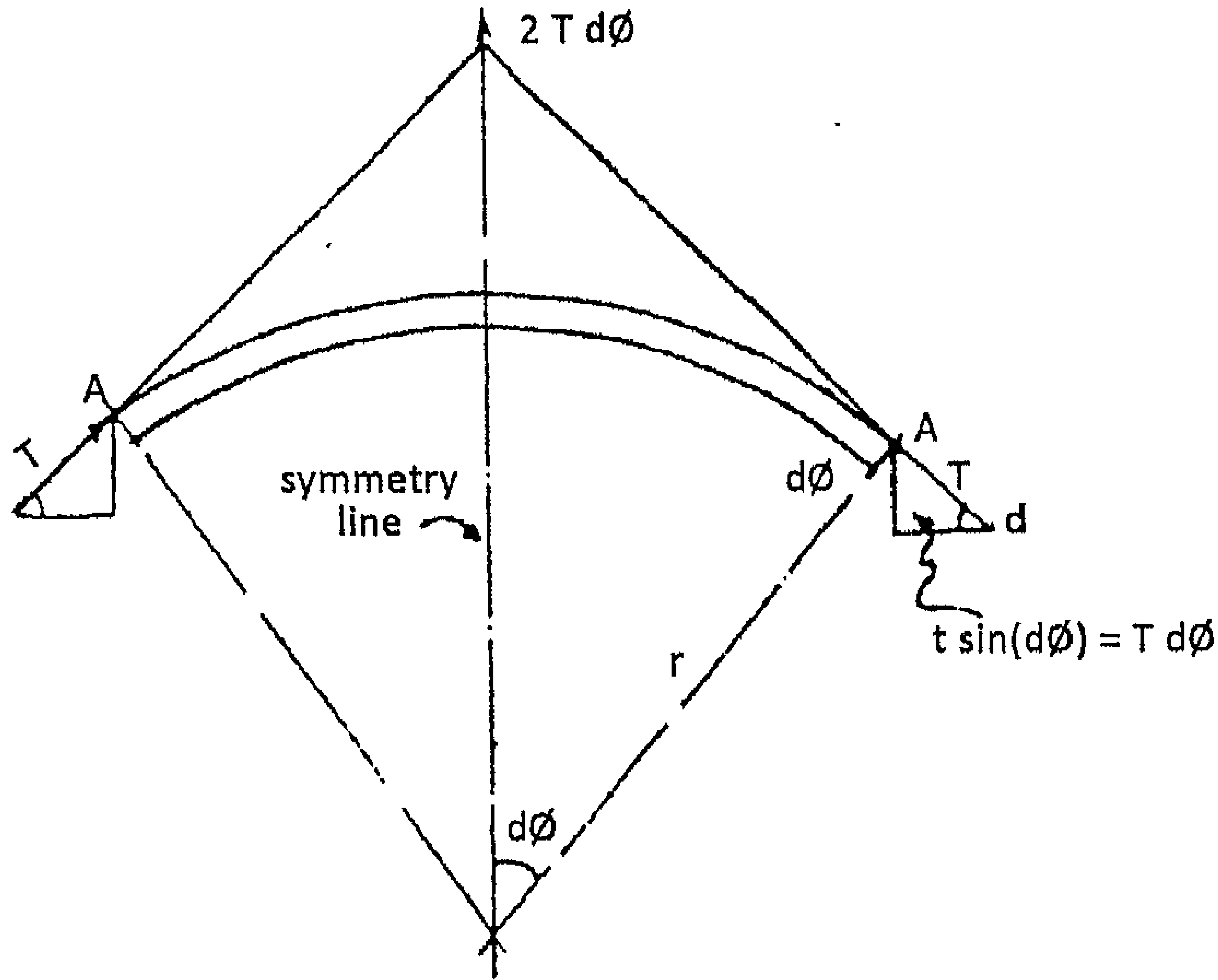
٣. الحمل على العنصر $W + W^{\backslash}(\phi_1 + \phi_1)$ ، حيث:

W = حمل منتظم التوزيع (مثل الوزن الذاتي).

$W^{\backslash}$ = حمل موزع على شكل مثلث كما تم تعريفه من قبل.

الشكل ٩-٤٤ يوضح لنا القوس A-A الذي يكون جزء من حلقة دائرية بقطر r. إن الضغط T في الحلقة، والزاوية $2d\phi$ المشكلة للقوس حيث $d\phi$ يصبح اعتبارها مثل زاوية صغيرة التي يكون فيها:

$$\sin(d\phi) = d\phi$$



الشكل ٩-٤٤: قطاع رأسي

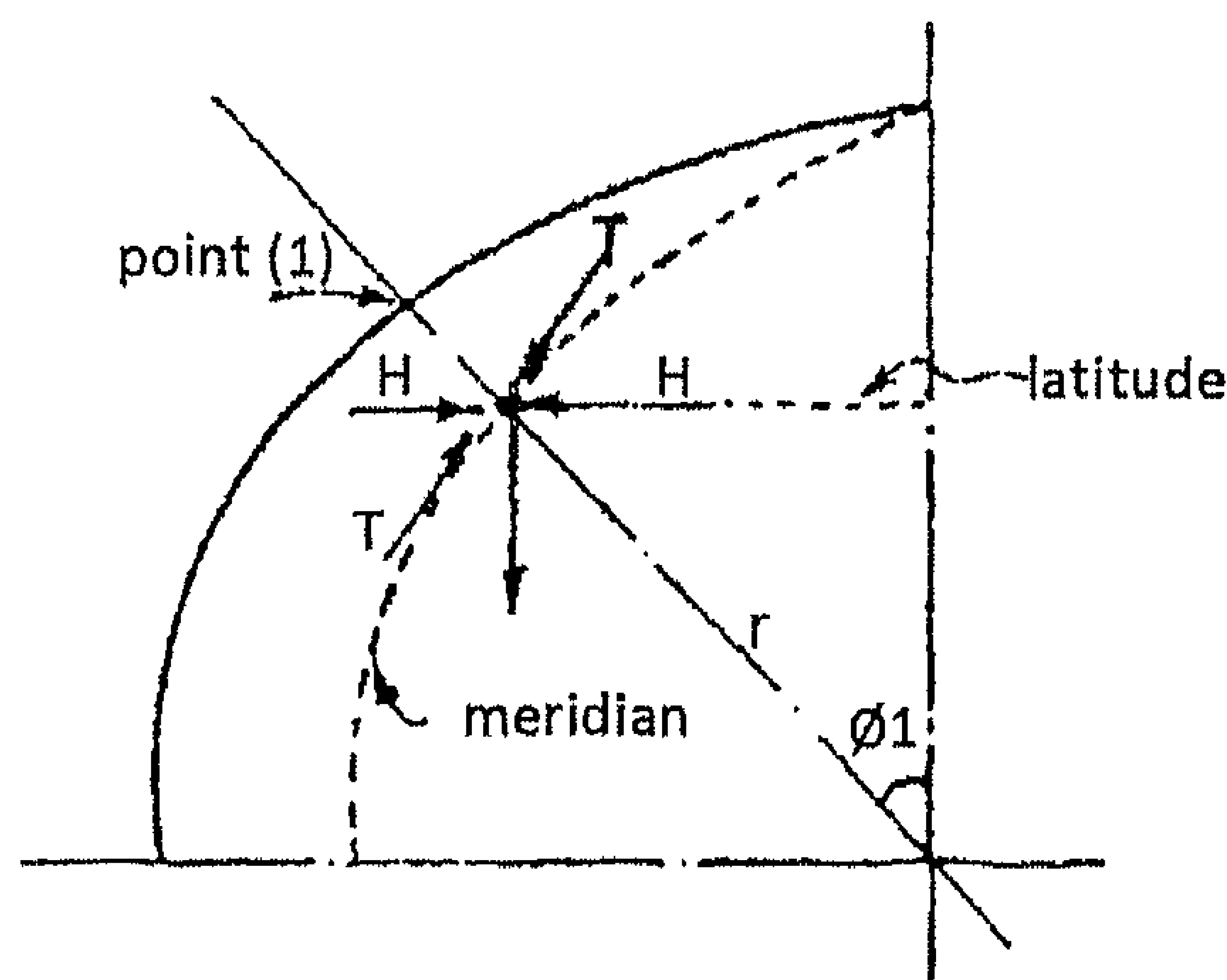
إن الهدف الحالي هو تحديد المركبة القطرية للقوى T. ومن الممكن أن نرى أن المثلثات في الشكل أن المركبة للقوى T في الاتجاه الموازي لخط التماثل تكون تساوي $T\sin(d\phi)$، والتي تساوي $Td\phi$، حيث $d\phi$ زاوية صغيرة.

إن المركبة القطرية لقوس له وحدة الطول تكون لذلك:

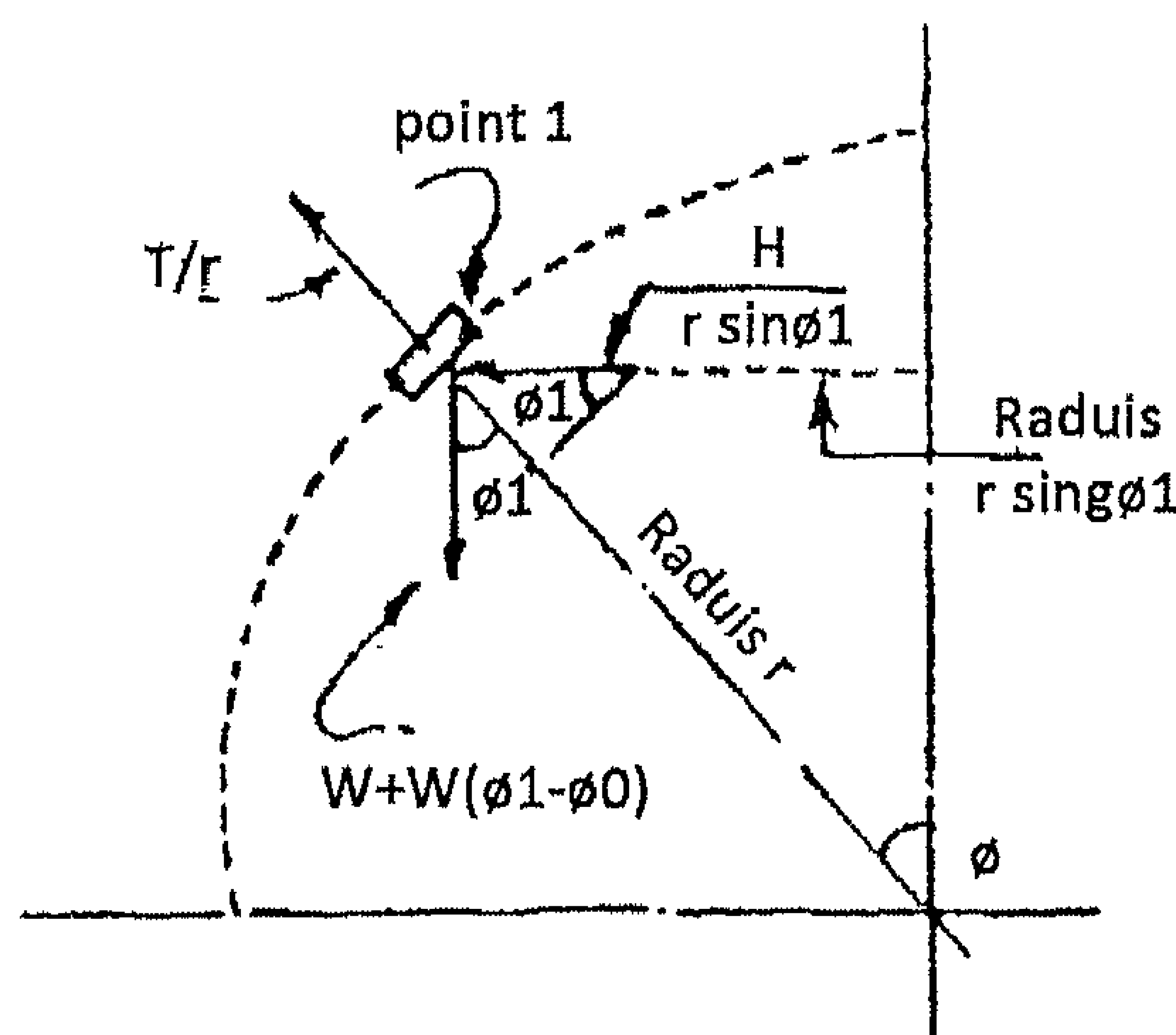
$$\frac{2Td\phi}{2rd\phi} = \frac{T}{r}$$

باعتبار اتزان عنصر من القبة أن القوة المماسية يمكن استبدالها بالمركبة القطرية T/r (انظر الشكل ٩-٤٥، ٩-٤٦).

إن القوة H تكون مماسة لدائرة العرض ذات نصف القطر $r\sin\phi_1$، ويمكن استبدالها بمركبتها القطرية التي تقع في مستوى الدائرة ومساواتها بالقيمة $H/r\sin\phi_1$.



الشكل ٩-٤٥: قطاع رأسي



الشكل ٩-٤٦: قطاع رأسي

إن المركبتين والحمل على العنصر يقعوا في نفس المستوى الرأسي. وحيث إن العنصر في حالة اتزان، فإن مجموع إسقاط الثلاث قوى يجب أن يساوي الصفر.

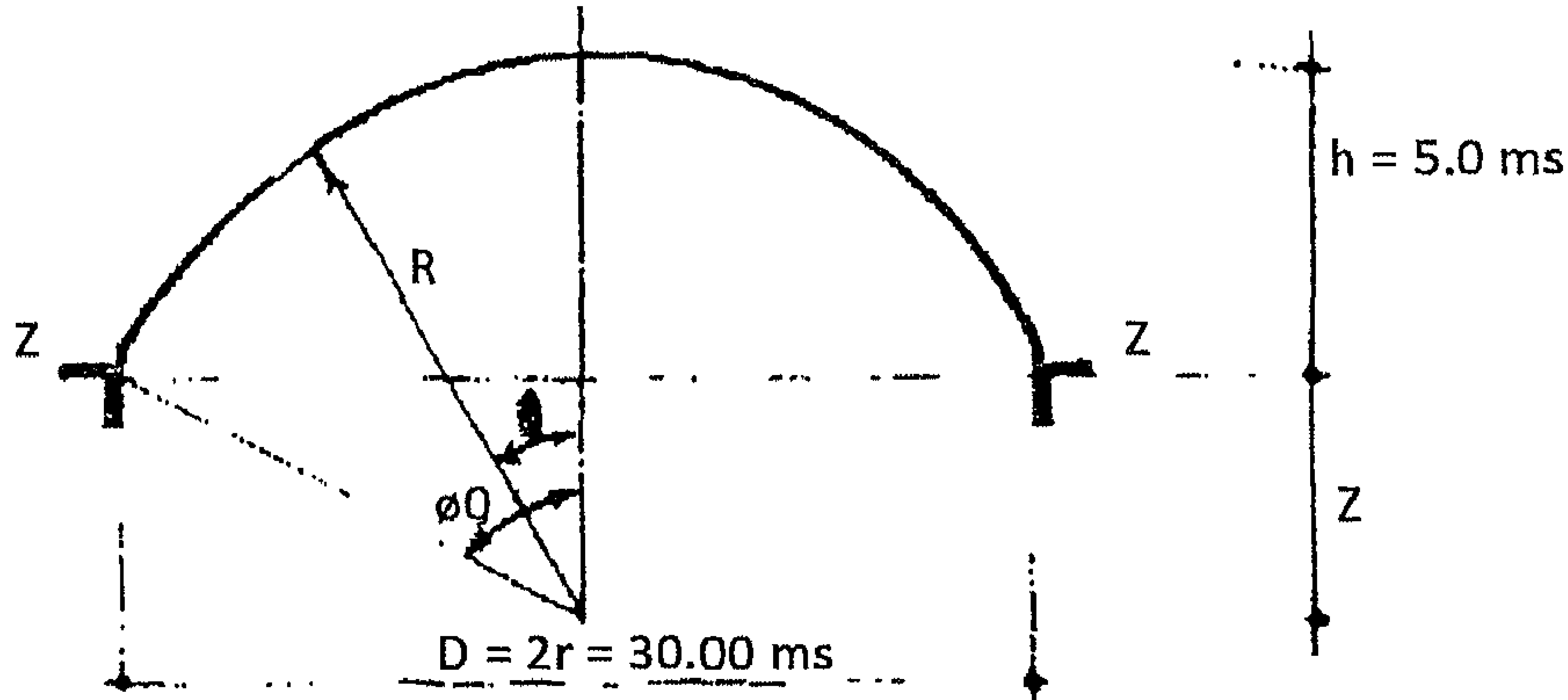
بالإسقاط على الخط المار خلال مركز القبة، نحصل على التالي:

$$\frac{T}{r} + \frac{H}{r\sin\phi_1} \times \sin\phi_1 - \left[W + W^{\backslash}\left(\phi_1 + \phi_0\right)\right]\cos\phi_1 = 0$$

أو تكون المعادلة تكتب كالتالي:

$$H = -T + \left[W + W^{\backslash}\left(\phi_1 - \phi_0\right)\right] r\cos\phi_1$$

مثال ٩-٥ [قبة كروية]: مطلوب تصميم قبة كروية ذات قطر 30.0 m، الموضحة بالشكل ٩-٤٧.



الشكل ٩-٤٧: قطاع رأسي لبيان الأعمدة

الرموز والأبعاد

إن الارتفاع المناسب للقبة يكون حوالي **Error!** لتفادي حدوث إجهادات في الاتجاه الحلقي.

N_ϕ = القوة في اتجاه خطوط الطول لوحدة الطول من المحيط.

N_θ = القوة الحلقية لوحدة الطول من اتجاه خطوط الطول.

R_1 = نصف قطر الانحناء لاتجاه خطوط الطول.

R_2 = نصف قطر الانحناء العرضي (في الاتجاه الحلقي).

Z = مركبة الحمل الخارجي الموزع العمودية على سطح القشرة.

W_ϕ = مجموع القوى الرأسية (الأحمال) أعلى المستوى الأفقي z-z .

z-z يُعبر عنه خلال زاوية ϕ .

ولحالة القبة الكروية، فإن:

$$R_1 = R_2 = R$$

حيث R = نصف قطر القبة.

$$R = \frac{r^2 + y^2}{2y} = \frac{15^2 + 5^2}{2 \times 5} = 25.0\ m^2$$

الأحمال

يُفترض أن سمك القبة يساوي 10 cm.

$$\text{o.w (dome)} = 250\ \text{kg/m}^2$$

$$D = 150\ \text{kg/m}^2$$

حيث D = أوزان الأحمال الحية والإضافية من أرضيات أو مونة أسمنتية.

$$\therefore\quad g = 250 + 150 = 400\ \text{kg/m}^2$$

حيث g = الحمل الإجمالي.

ملاحظة: الحمل الحي الإجمالي يشمل 3 cm تغطية لسطح القبة من الخرسانة الناعمة + 2 cm بياض + حمل حي شامل حمل الرياح أو الثلوج وخلافه.

القوى الداخلية والإجهادات الداخلية

- **عند القمة (أعلى نقطة في القبة):**

$$N_\phi = N_\theta = \frac{g \times R}{2} = \frac{400 \times 25}{2} = 5000\ \text{kg/m}' \qquad \text{(ضغط)}$$

$$\sigma_{N_\phi} = \sigma_{N_\theta} = \frac{5000}{100 \times 10} = 5\ \text{kg/cm}^2 \qquad \text{(ضغط)}$$

- **من القطاع z-z ، نجد أن مساحة سطح القبة الكروية يساوي $2\pi Rh$:**

$$\therefore\quad W_\phi = (2\pi Rh)g = (2 \times 3.14 \times 25 \times 5) \times 0.4 = 314\ \text{t}$$

- **المركبات الرأسية لـ:**

$$N_\phi = \frac{314000}{2 \times 3.14 \times 15} = 330\ \text{kg/m}'$$

$$N_\phi = \frac{3300}{\sin\phi_0} = \frac{3300 \times 25}{15} = 5500\ \text{kg/n}' \qquad \text{(ضغط)}$$

- **العلاقة بين N_ϕ ، N_θ تُعطى بالآتي:**

$$\frac{N_\phi}{R_1} + \frac{N_\theta}{R_2} = P_r$$

$$R_1 = R_2 = R$$

$$N_\theta = P_r \times R - N_\phi = (g\cos\phi_0)R - N_\phi$$

$$N_\theta = \left(0.4 \times \frac{20}{25}\right) \times 25 - 5.5 = 2.5 \ \ t/m^{\backslash}$$ (ضغط)

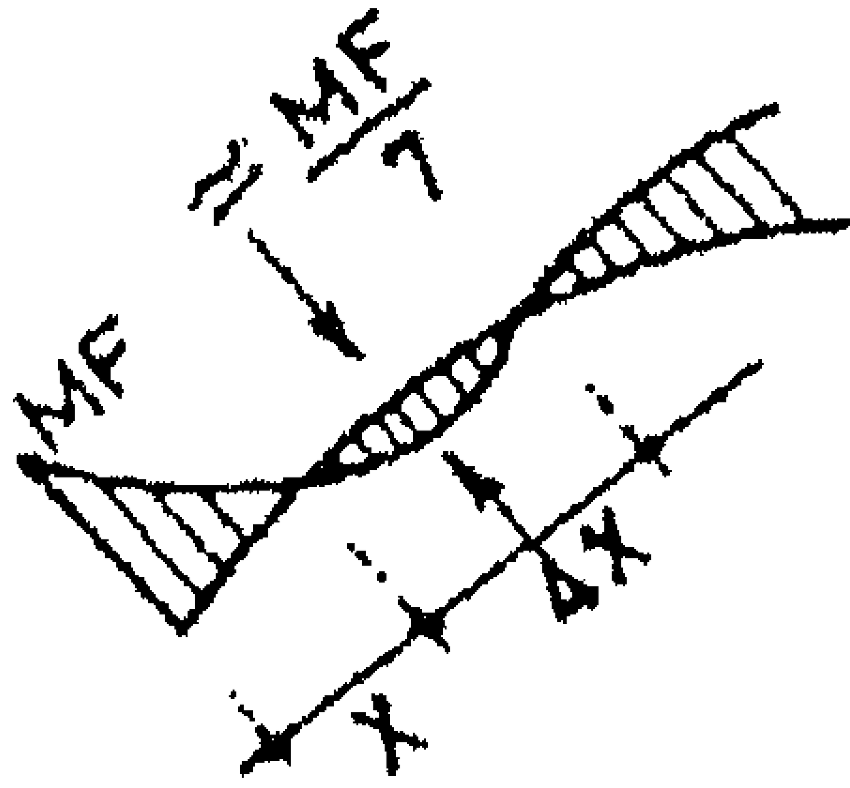
$$\sigma_{N_\phi} = \frac{5500}{100 \times 10} = 55 \ \ kg/cm^2$$ (ضغط)

إجهاد القوى الحلقية

$$\sigma_{N_\theta} = \frac{2500}{100 \times 10} = 2.5 \ \ kg/cm^2$$ (ضغط)

✪ العزم الطرفي:

نظرًا لوجود فروق نسبية في الانفعالات بين قوة الضغط عند أسفل نقطة في حلقات القشرة الخرسانية shell وقوة الشد عند الكمرة الحلقية، فإن عزم الانحناء سوف يحدث حتمًا عند نقطة الاتصال بين القشرة والكمرة الحلقية الموجودة عند أسفل نقطة في هذه القشرة، كما سبق ذكره من قبل، وموضح بالشكل ٩-٤٨.



الشكل ٩-٤٨: شكل العزوم عند طرف القبة

إن عزم التثبيت الطرفي the fixed end moment يمكن تحديده من المعادلة التقريبية التالية:

$$M = \frac{g x^2}{2}$$

حيث

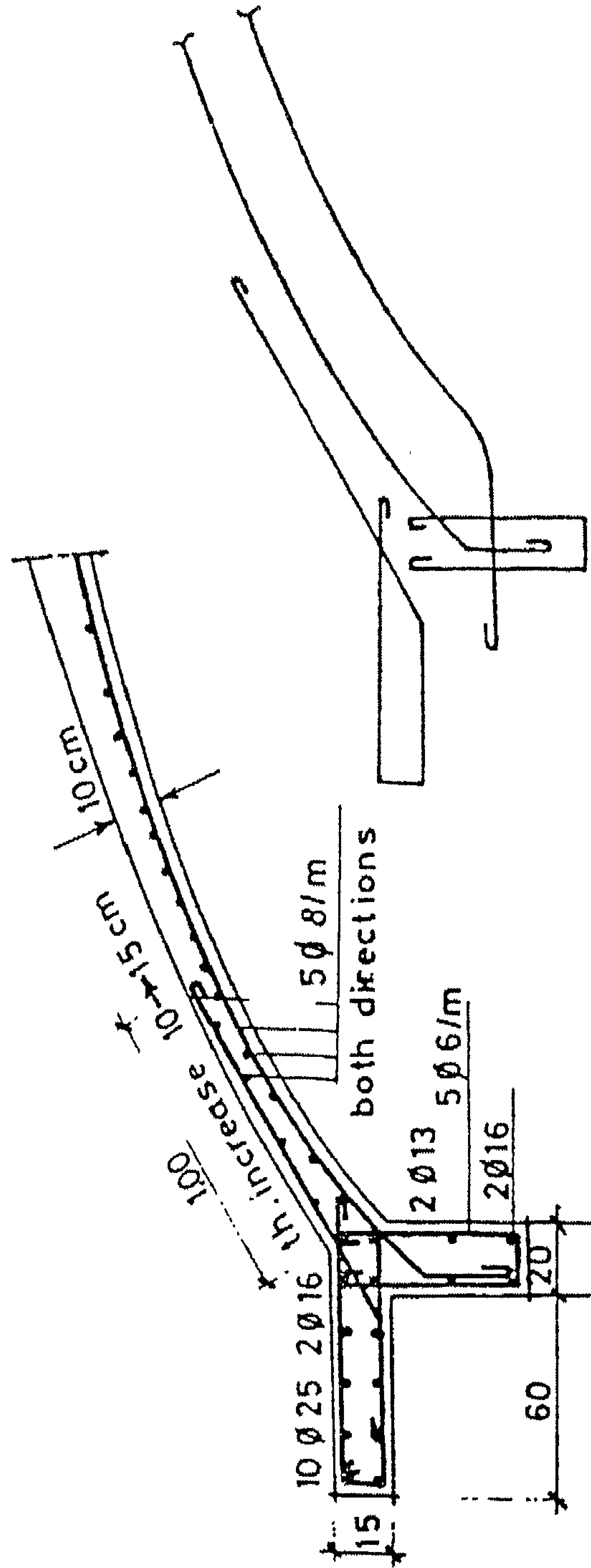
$$x = 0.6\sqrt{R\,t} = 0.6\sqrt{25 \times 0.1} = 0.95 \ m$$

$$M = 0.4 \times \frac{0.95}{2} = 0.18 \ m.t$$

ونتيجة القيمة الصغيرة للعزم M_F فإنه يوصى بزيادة سمك القشرة الخرسانية عند أسفل نقطة في القشرة تدريجيًا وتسليح هذه المنطقة السفلى من الناحيتين العلوية والسفلية.

✪ التسليح:

إن القشرة الخرسانية تسلح بواسطة شبكة $5\phi 8/m^{\backslash}$ وتزود بواسطة شبكتين، واحدة على كل وجه من أوجه القشرة من المنطقة السفلى. ويجب أن تمتد الشبكة العلوية في هذه المنطقة إلى مسافة $x = 100$ m.



الشكل ٩-٤٩: تفاصيل تسليح طرف اتصال القبة مع الكمرة الطرفية (الأفقية والرأسية)

تصميم الكمرة الحلقية

$$H = N_\phi \text{ المركبة الأفقية للقوة } = N_\phi \cos\phi_0$$

$$= 5500 \times \frac{20}{25} = 4400 \ \text{kg/m}'$$

$$T = Hr = 4.4 \times 15 = 66 \ \text{t}$$

$$A_s = \frac{66}{1.4} = 47.15 \ \text{cm}^2 \qquad 10\phi25$$

تصميم الكمرة الدائرية الرأسية

إن عدد الأعمدة القصيرة posts التي تتحمل هذه الكمرة سوف نختاره 36 عمود قصير.

$$\text{Span (البحر)} = \frac{2 \times 3.14 \times r}{r} = \frac{27 \times 15}{36} = 2.62 \ \text{m}$$

إن الالتواء في الكمرة الدائرية يمكن إهماله نتيجة العدد الكبير نسبيًا من عناصر الارتكاز.

إن الكمرة الدائرية الرأسية يمكن أن تصمم لمقاومة العزم الموجب مساويًا للعزم السالب مساويًا للقيمة التالية:

$$M_{+ve} = M_{-ve} = \frac{vL^2}{16}$$

حيث v = المركبة الرأسية للقوة N_ϕ عند أسفل نقطة من القشرة.

$$M_{+ve} = M_{-ve} = 3.3 \frac{2.62^2}{16} = 1.416 \ \text{m.t}$$

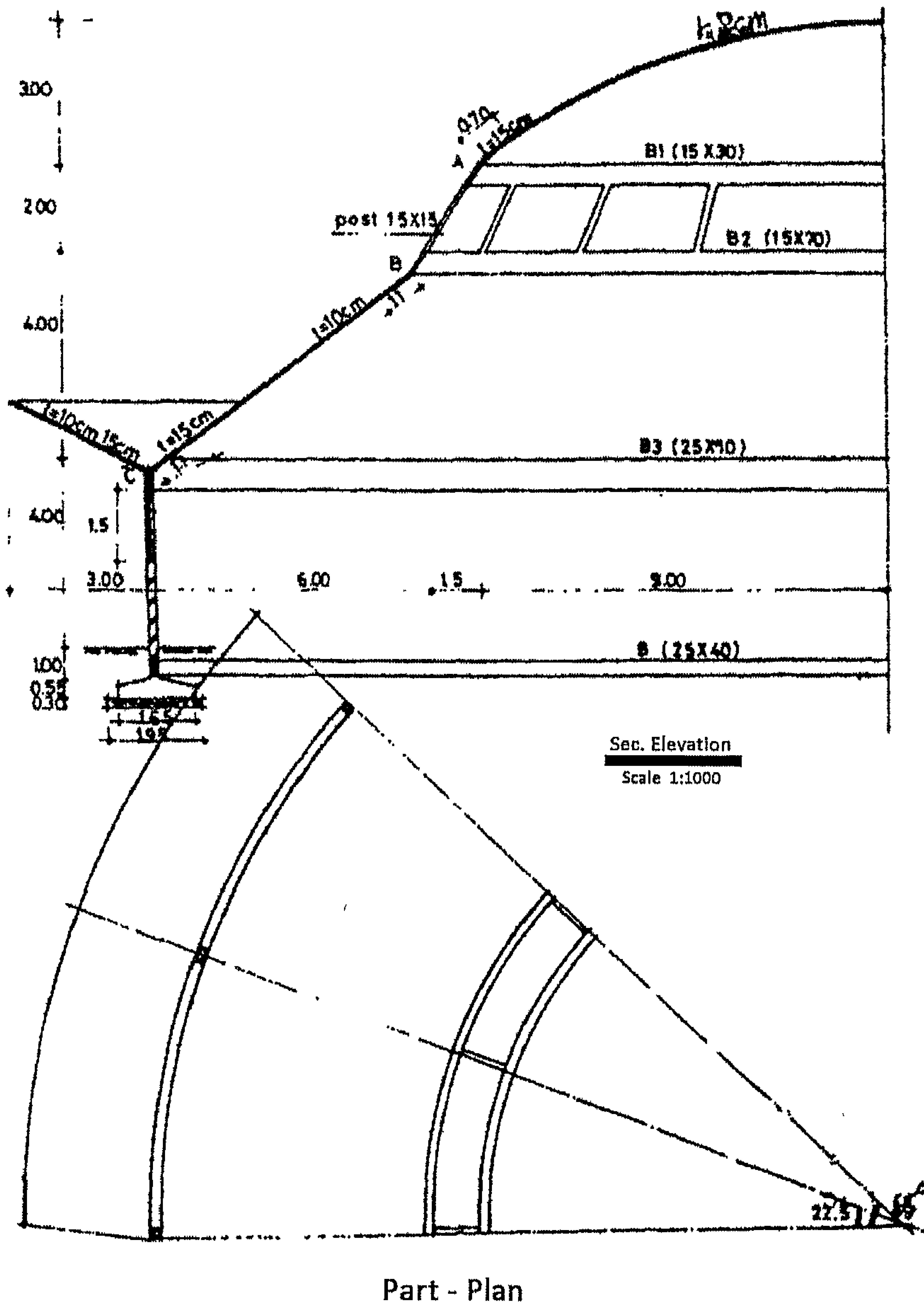
نأخذ: $t = 40$ cm

(تسليح علوي ومثله سفلي) $\therefore \ A_s = 2\phi16$

٩-٥ المسجد ذو القبة وذو المخروط المزدوجين

سوف يمكننا استخدام كل من المخروط والقبة لبناء سقف مسجد كما هو موضح في الشكل ٩-٥٠. وسوف نشرح هذا الحل لهذا النظام الإنشائي في المثال ٩-٦ التالي.

مثال ٩-٦: بالرجوع إلى الشكل ٩-٥٠، سوف نبدأ في الحل من أعلى إلى أسفل جزء من المنشأ.



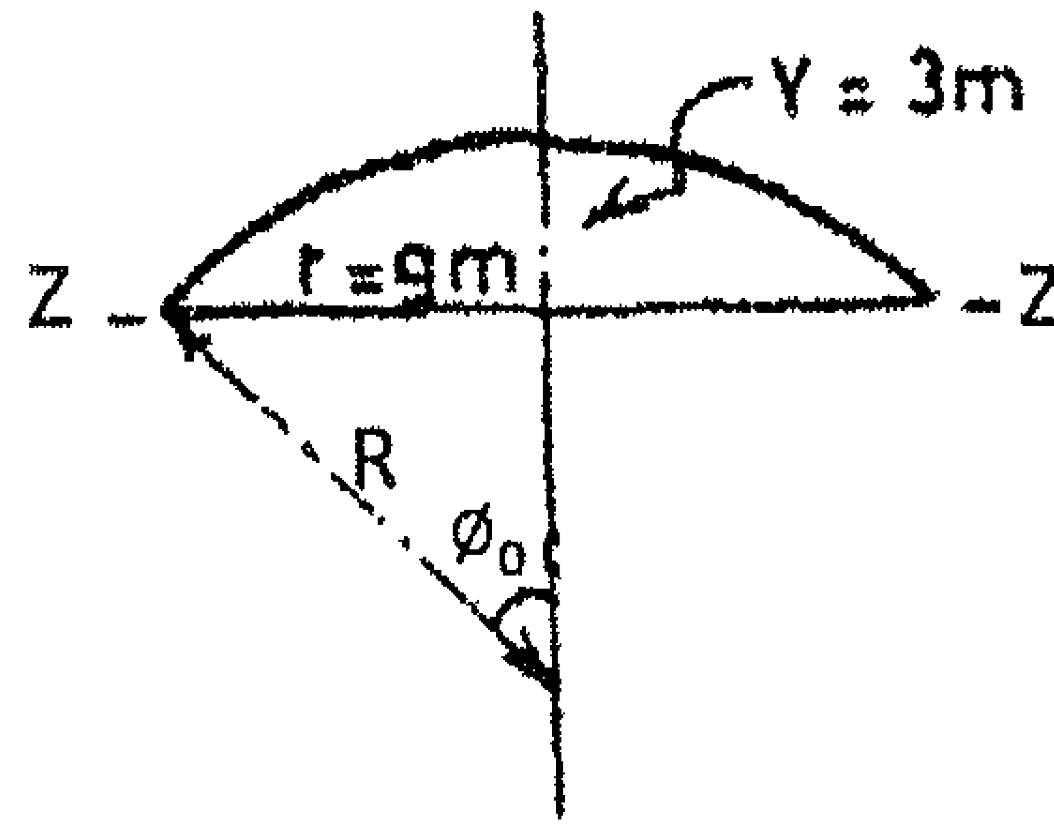
Part - Plan

الشكل ٩-٥٠ : قطاع رأسي ومسقط أفقي لقاعة محاضرات ذات سقف مزدوج

تصميم القبة

$$R = \frac{r^2 + y^2}{2y} = \frac{9^2 + 3^2}{2 \times 3} = 15 \text{ m}$$

$$A = 2 \times 3.14 R y = 2 \times 3.14 \times 15 \times 3 = 282.7 \text{ m}^2$$



الشكل ٩-٥١: قطاع رأسي

۞ الأحمال:

بفرض أن: سمك القبة = 8 cm

$$\therefore \quad o.w = 200 \ \ kg/m^2$$

$$D = 150 \ \ kg/m^2$$

حيث D = أوزان الأحمال الحية والإضافية من أرضيات أو مونة أسمنتية.

$$\therefore \quad g = D + o.w = 150 + 200 = 350 \ \ kg/m^2$$

۞ الإجهادات الداخلية والقوى الداخلية، نحسب وندرس هذه الإجهادات عند:

۞ أعلى نقطة crown في القبة:

(ضغط) $$N_\phi = N_\theta = \frac{rR}{2} = \frac{0.35 \times 15}{2} = 2.625 \ \ t/m'$$

$$\sigma_{N_\phi} = \sigma_{N_\theta} = \frac{2625 \times 10^3}{100 \times 8} = 3.28 \ \ kg/cm^2$$

إذًا القطاع الخرساني آمن.

۞ عند القطاع z-z:

(ضغط) $$N_\phi = \frac{W}{2\pi r \sin\phi} = \frac{282.7 \times 0.35}{2 \times 3.14 \times 9 \times 0.6} = 2.92 \ \ t/m'$$

$$\sigma_{N_\phi} = \frac{2.92 \times 10^3}{100 \times 8} = 3.65 \ \ kg/cm^2$$

إذًا القطاع الخرساني آمن.

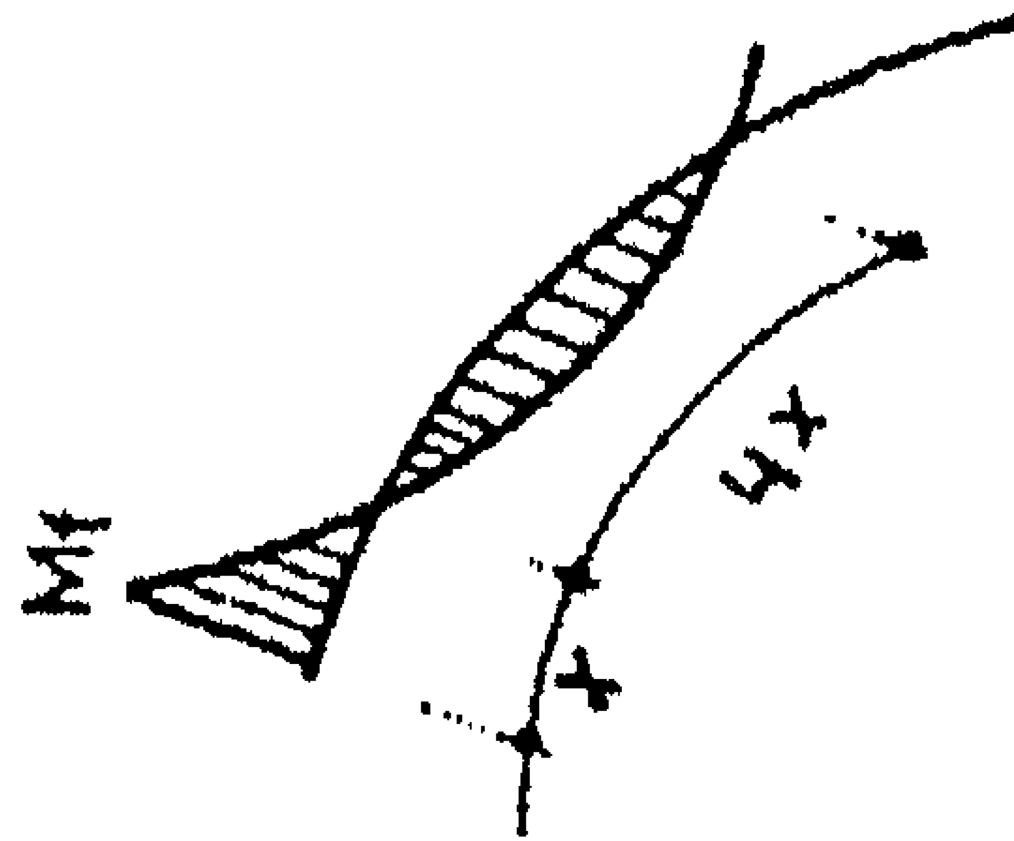
$$R\,P_r = N_\phi + N_\theta$$

$$P_r = g\cos\phi$$

$$N_\theta = 15(0.35\times 0.5) + 2.92 = 7.12\ \ t/m^{\backslash}$$ (ضغط)

$$\sigma_{N_\theta} = \frac{7.12\times 10^3}{100\times 8} = 8.9\ \ kg/cm^2$$ (آمن)

۞ العزم الطرفي:



الشكل ٩-٥٢: شكل العزوم الطرفية

$$x = 0.6\sqrt{R\,t} = 0.6(15\times 0.08) = 0.65\ m$$

$$M = \frac{0.35\times 0.65^2}{2} = 0.07\ m.t$$

سوف نقوم بزيادة سمك القبة عند أسفل نقطة من القبة إلى 12 cm ، والتسليح في هذا الجزء سوف يكون على كل من الجانبين حتى مسافة 70 cm ، والتسليح يكون $5\phi 8/m^{\backslash}$ في الاتجاهين الطولي والحلقي.

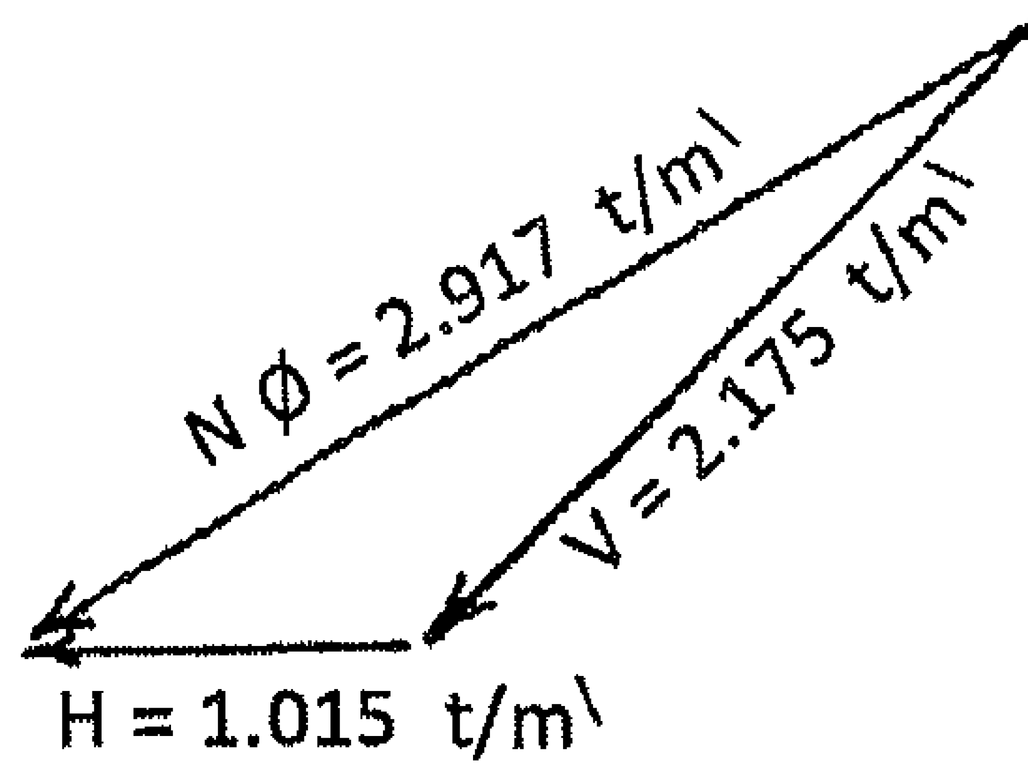
تصميم الكمرة B_1

N_ϕ من القبة سوف يتم تحليلها في اتجاه الأعمدة القصيرة، وكذلك في الاتجاه الأفقي، وذلك من خلال مثلث القوى.

$= 2.175\ V/m^{\backslash}$ $V\ t/m^{\backslash}$ وهذا الحمل سوف يتم مقاومته بواسطة مفعول الكمرة.

$$Span = \frac{2\times 3.14\times 9}{16} = 3.53\ m$$

$$W = 2.175 + 0.1 = 2.275\ \ t/m^{\backslash}$$



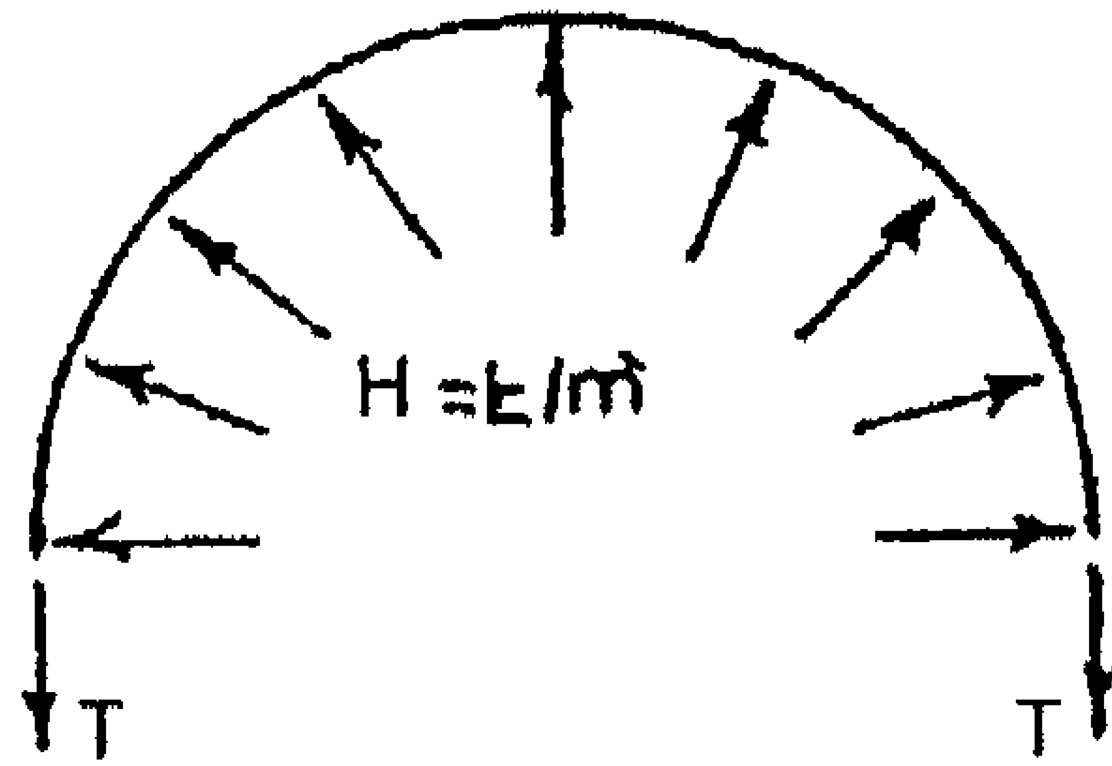
الشكل ٩-٥٣: توزيع القوى (مثلث القوى)

$$M_{-ve} = \frac{2.275 \times 3.53^2}{12} = 2.375 \text{ m.t}$$

$$M_{+ve} = \frac{2.275 \times 3.53^2}{24} = 1.188 \text{ m.t}$$

$$T = Hr = 1.015 \times 9 = 9.135 \text{ t}$$ (القوى الحلقية)

ويلاحظ أن T سوف تكون غير مركزة من مركز ثقل C.G الكمرة B_1. إذًا سوف يحدث عزم التواء إضافي مقداره He_t m.t/m\.



الشكل ٩-٥٤: مسقط أفقي لبيان توزيع القوى الأفقية

✪ الكمرة الحلقية الطرفية:

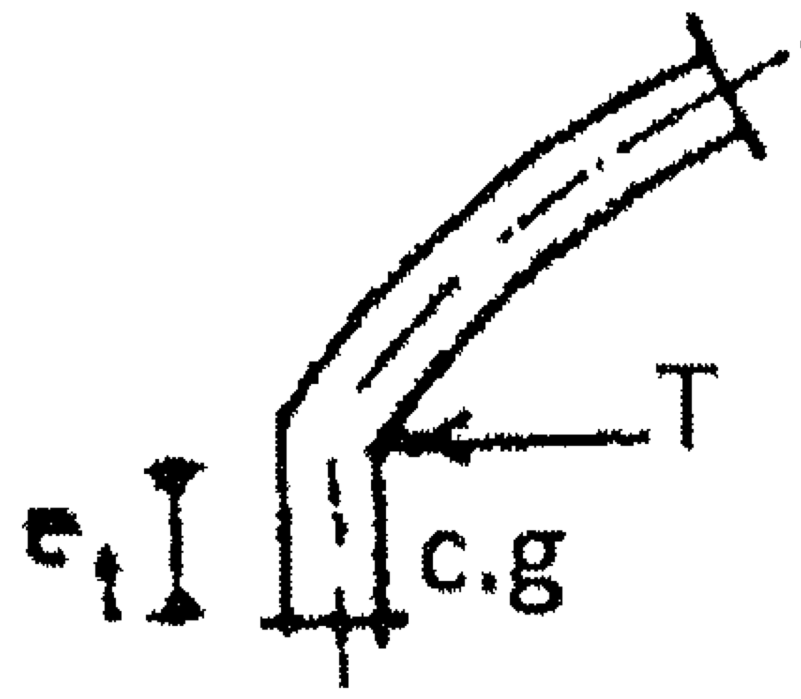
$$M = 2.375 \text{ m.t}$$

$$N = +9.135 \text{ t}$$

$$e = \frac{2.375}{9.135} = 0.265 \text{ m}$$

إذًا الإزاحة خارج القطاع.

$$e_s = 0.265 - 0.15 + 0.03 = 1.326 \text{ m.t}$$



الشكل ٩-٥٥: الكمرة الطرفية واتصالها بالقشرة

$$27 = K_1\sqrt{\frac{1.326\times10^5}{15}}$$

$$\therefore\ K_1 = 0.331 \text{ ، } \sigma_c = 55\ \text{kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{1.326\times10^5}{1225\times27} + \frac{9.135}{1.4} = 10.53\ \text{cm}^2 \qquad 4\phi19$$

۞ القطاع عن منتصف البحر:

$$M = 1.188\ \text{m.t}$$

$$N = +9.135\ \text{t}$$

$$A_s = \frac{0.092\times10^5}{1295\times27} + \frac{9.135}{1.4} = 6.79\ \text{cm}^2 \qquad 4\phi16$$

تصميم الأعمدة القصيرة

$$N = 2.175\times3.53 = 8.04\ \text{t}$$

نأخذ القطاع 15 × 15 cm.

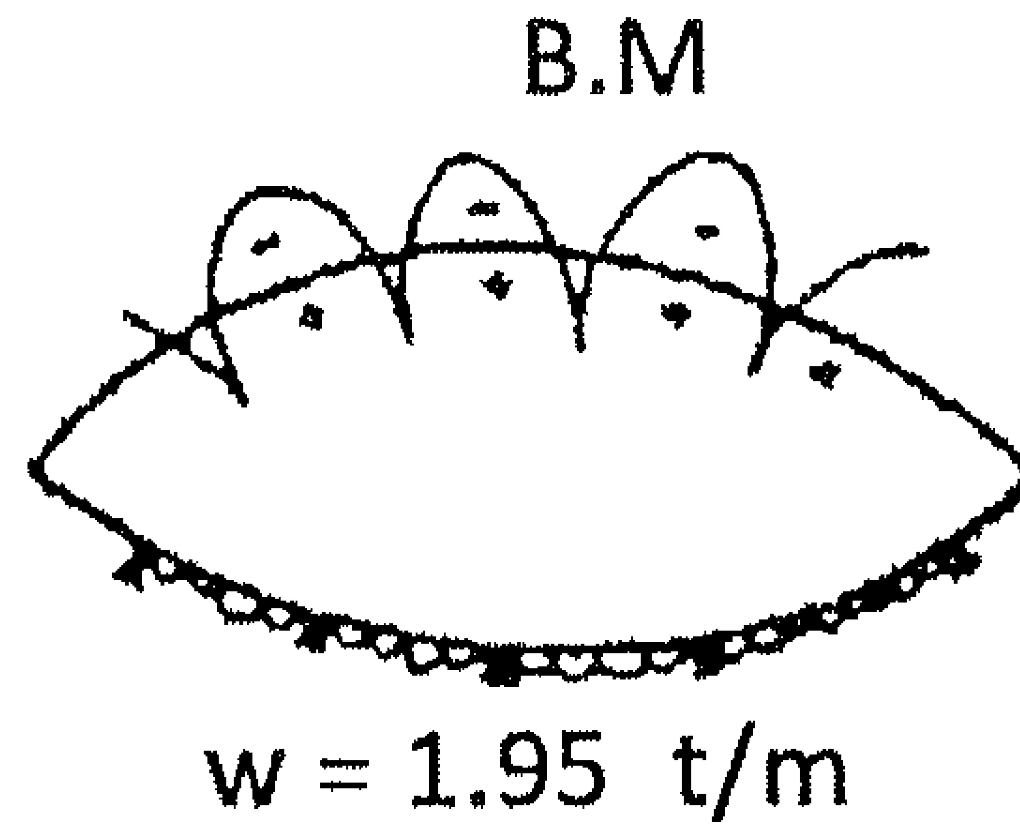
$$\sigma_c = \frac{8.04\times10^3}{15\times15\times1.15} = 31\ \text{kg/cm}^2 \qquad \text{(آمن)}$$

$$A_s = 0.01\times15\times15 = 2.25\ \text{cm}^2 \qquad 4\phi10$$

تصميم الكمرة B_2

$$W = 2.275\times\frac{9}{10.5} = 1.95\ \text{t/m}'$$

$$\text{Span} = \frac{2\times3.14\times10.5}{16} = 4.12\ \text{m}$$



الشكل ٩-٥٦: مسقط أفقي

$$M_{+ve} = \frac{1.95 \times 4.12^2}{24} = 1.379 \text{ m.t}$$

$$M_{-ve} = \frac{1.95 \times 4.12^2}{12} = 2.758 \text{ m.t}$$

إن الحمل في اتجاه العمود القصير post سوف يتم تحليله إلى مركبتين؛ واحدة في اتجاه المخروط، والأخرى في الاتجاه الأفقي. والأخيرة سوف تحدث قوة حلقية T ، حيث:

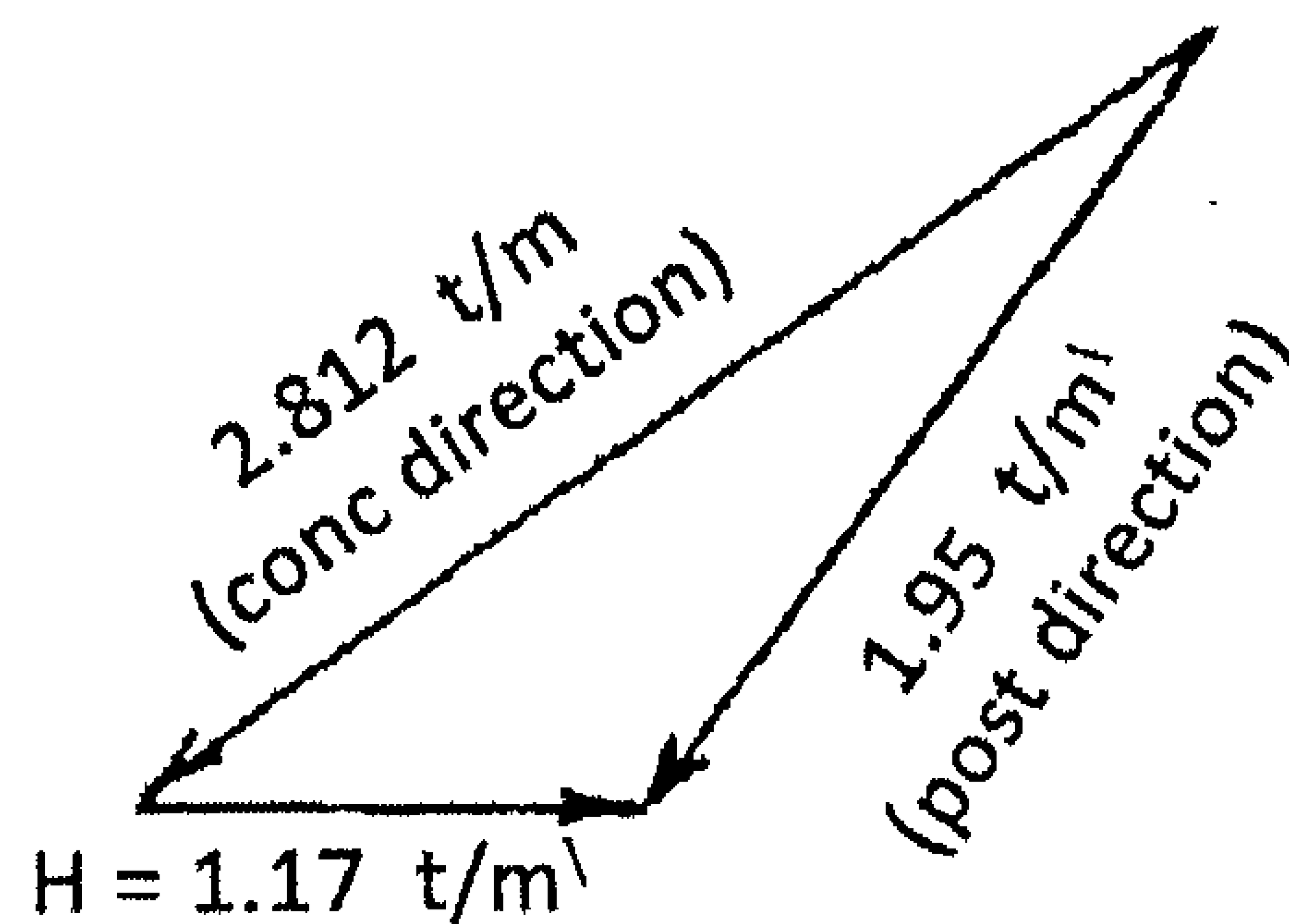
$$T = Hr = 1.95 \times (\cos\phi = 0.6) \times 10.5 = 12.29$$ (ضغط)

تصميم القطاع

$$M = 2.758 \text{ m.t}$$

$$N = -12.29 \text{ t}$$

$$e = \frac{2.758}{12.29} = 0.2244 \text{ m}$$



الشكل ٩-٥٧: تحليل مركبات القوة

نأخذ القطاع كأنه محمل محوريًا (إهمال عزم الانحناء):

$$\frac{N}{\alpha_c\, bt} = \frac{12290}{65\times15\times70} = 0.213$$

$$\mu = 0.25\%$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.25}{100}\times15\times702.625\ cm^2$$

نأخذ $3\phi13$ حد أدنى لحديد التسليح.

تصميم المخروط (داخل القاعة الرئيسية للمسجد)

۞ الأحمال، نفترض أن:

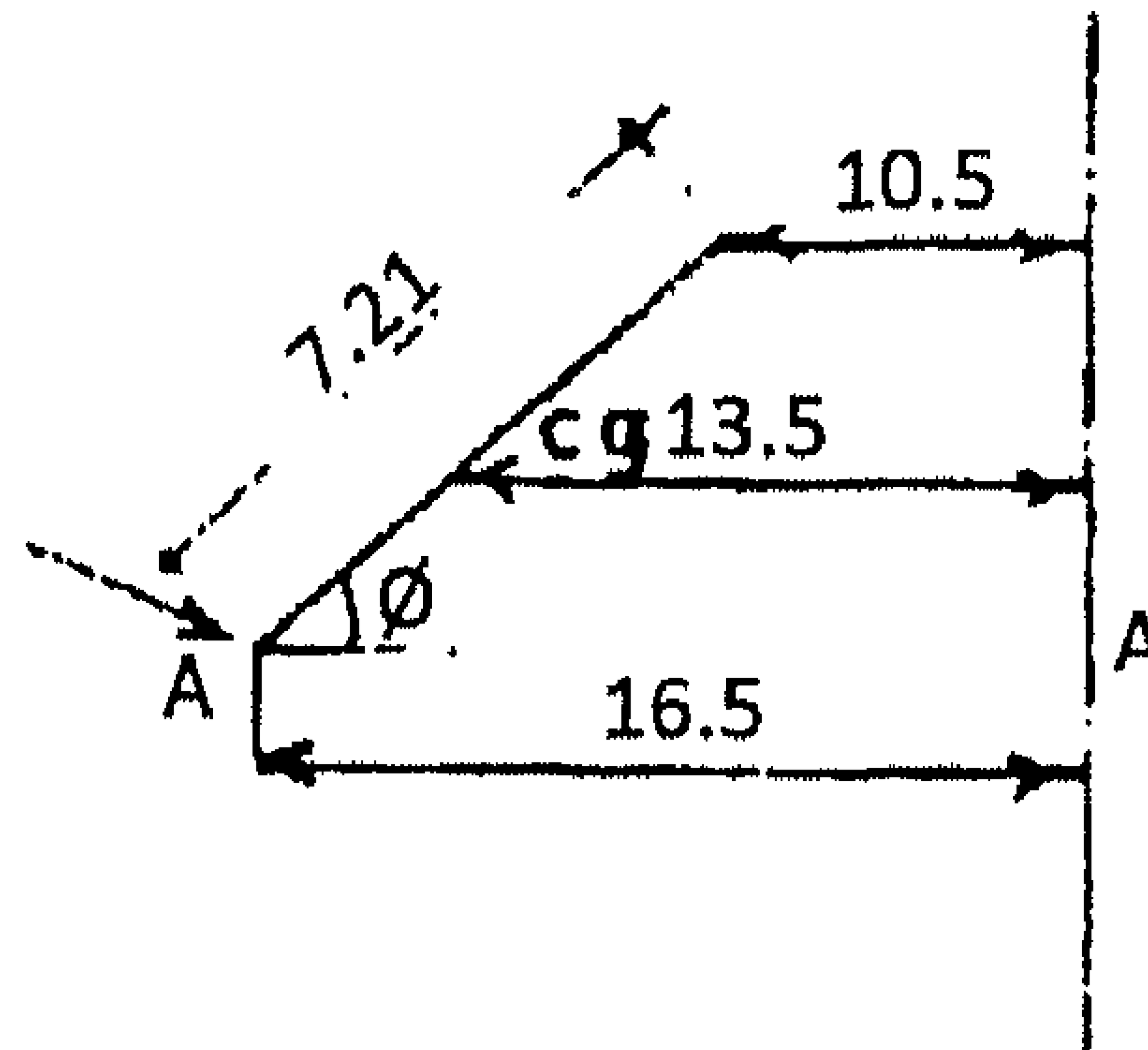
سمك المخروط $=10\ cm$

$$o.w = 250\ kg/cm^2$$

$$D = 150\ kg/cm^2$$

$$g = o.w + D = 250+150 = 400\ kg/cm^2$$

۞ الإجهادات والقوى الداخلية:



الشكل ٩-٥٨: قطاع رأسي

$$N_{\phi_{A\text{-}A}} = 2.812\times\frac{10.5}{16.5}+\frac{0.4(2\times3.14\times13.5\times7.21)}{2\times3.14\times16.5\times0.5547} = 6.0\ t/m \quad \text{(ضغط)}$$

$$\sigma_{N_{\phi_{A\text{-}A}}} = \frac{6000}{100\times16} = 6\ kg/cm^2$$

$N_{\theta_{A\text{-}A}} = R_2 P_r = 16.5 \times 0.5547 \times 0.4 \times 0.832 = 9.9 \ t/m^{\backslash}$ (ضغط)

$\sigma_{N_{\theta_{A\text{-}A}}} = \dfrac{990}{100 \times 10} = 9.9 \ kg/cm^2$ (آمن)

إذًا جميع القطاعات آمنة عند إجهادات الضغط.

✪ العزم الطرفي:

لتجنب حدوث العزم الطرفي، يجب زيادة سمك المخروط إلى 5 cm، ونستخدم شبكتين تسليح علوية وسفلية عند النهاية السفلى للمخروط على مسافة 1.10 m.

✪ التسليح:

نستخدم $5\phi 8/m^{\backslash}$ لكل من الاتجاه الطولي والاتجاه الحلقي.

تصميم المخروط (خارج القاعة الرئيسية للمسجد)

عند القطاع 3، نأخذ: $t = 10 \ cm$

$\therefore \ N_{\phi_{3\text{-}3}} = \dfrac{0.4(2 \times 3.14 \times 10 \times 3.354)}{2 \times 3.14 \times 16.5 \times 0.447} = 3.66 \ t/m^{\backslash}$ (ضغط)

نأخذ $t = 10 \ cm$ عند القطاع 1، ثم نزيدها إلى 15 cm عند القطاع 3.

$\sigma_{N_\phi} = \dfrac{3.66 \times 10^3}{100 \times 10} = 3.66 \ kg/cm^2$ (آمن)

$N_{\theta_{1\text{-}1}} = R_1 Z = 43.6(0.4 \times 0.894) = 15.59 \ t/m^{\backslash}$ (شد)

$N_{\theta_{2\text{-}2}} = R_2 Z = 40.25(0.4 \times 0.894) = 14.39 \ t/m^{\backslash}$ (شد)

$A_{s_{1\text{-}1}} = \dfrac{15.52}{1.4} = 11.137 \ cm^2$

نأخذ $7.5\phi 10/m^{\backslash}$ تسليح رئيسي.

تصميم الكمرة الحلقية السفلى B_3

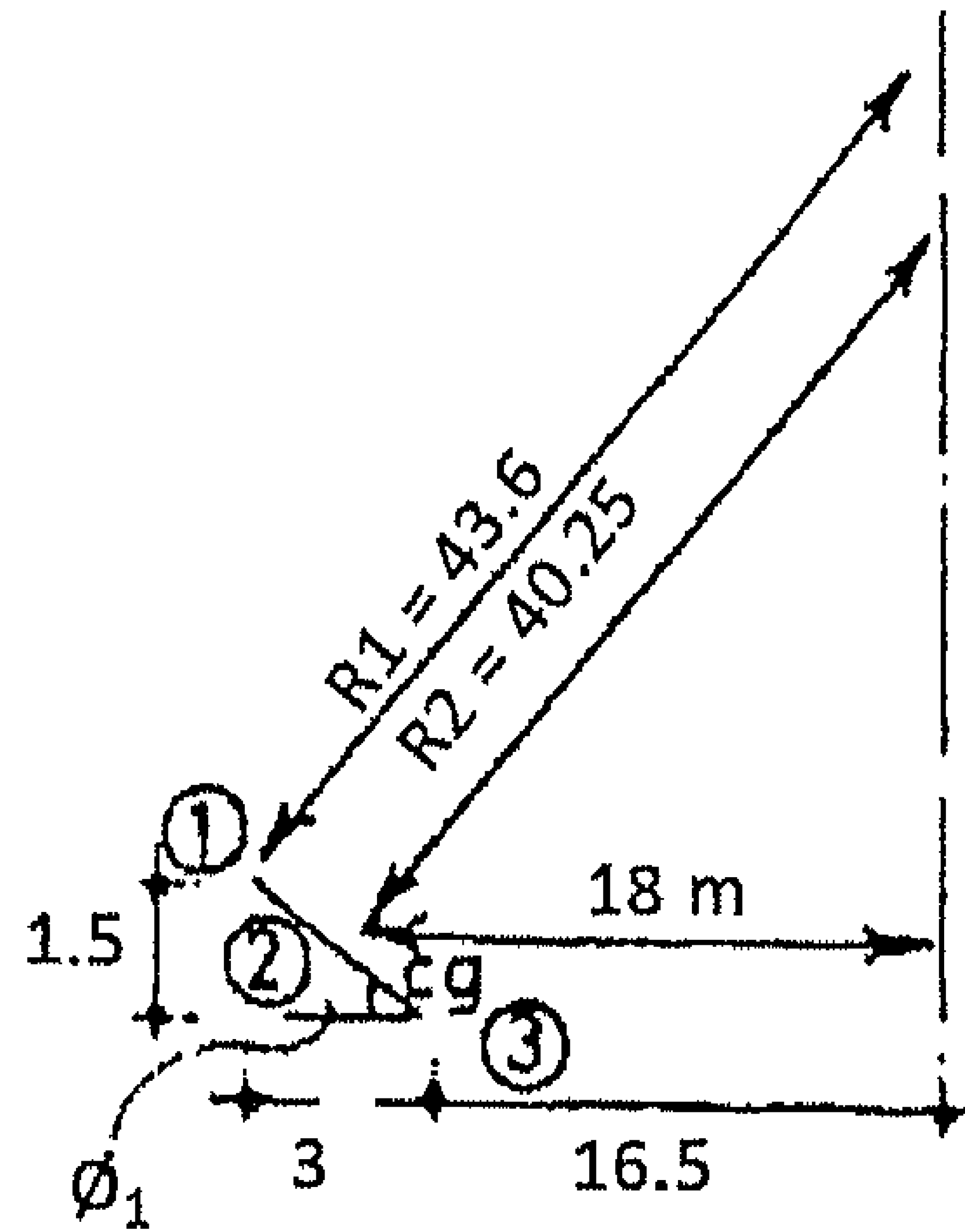
$V = 3.66 \times 0.447 + 6 \times 0.5547$

$o.w + 0.5 = 5.47 \ t/m^{\backslash}$

$H = 6 \times 0.832 - 3.66 \times 0.894 = 1.72 \ t/m^{\backslash}$

$$T = 16.5 \times 17.2 = 28.38 \text{ t}$$

$$\text{Span} = \frac{2 \times 3.14 \times 16.5}{16} = 6.48 \text{ m}$$



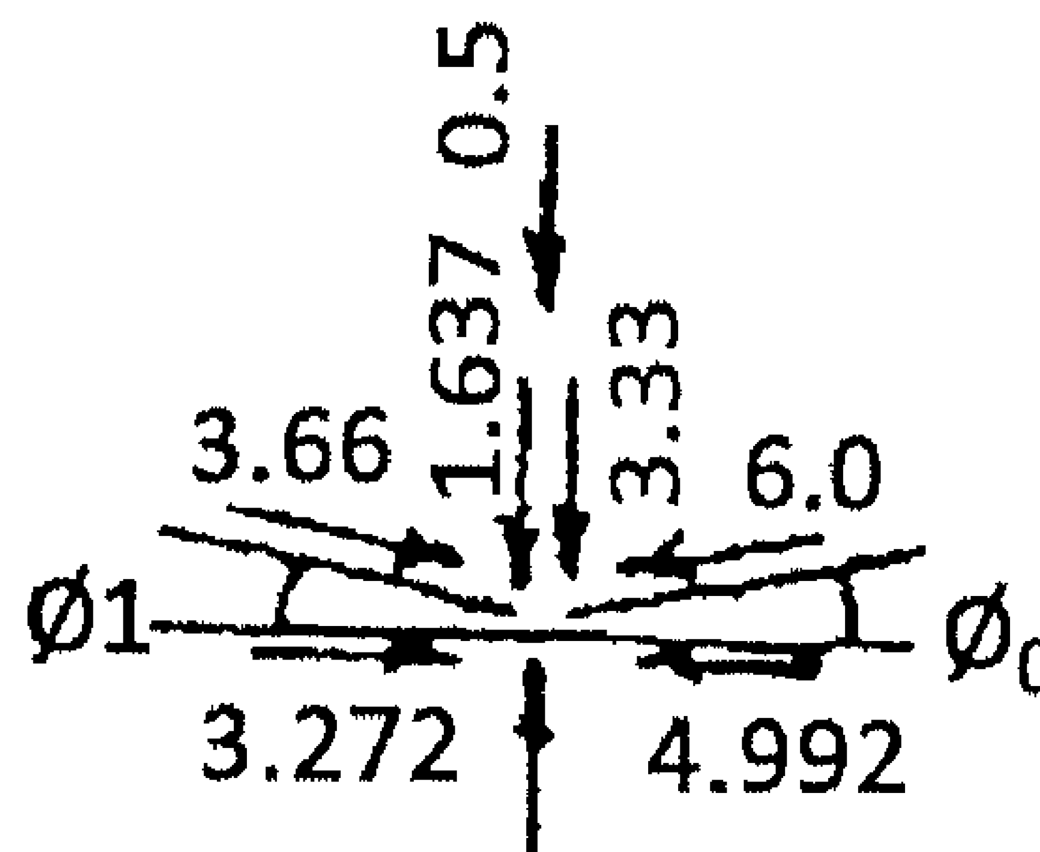
الشكل ٩-٥٩: تحليل القوى

۞ القطاع عند الركيزة:

$$M_{-ve} = \frac{5.47 \times 6.48^2}{12} = 19.14 \text{ m.t}$$

$$N = +28.38 \text{ t}$$

نأخذ قطاع 70 × 25:



الشكل ٩-٦٠

$$e = \frac{19.18}{28.38} = 0.675 \text{ m}$$ (الإزاحة خارج القطاع)

$$e_s = 0.675 - 0.35 + 0.05 = 0.375 \text{ m}$$

$$M_s = 28.38 \times 0.375 = 10.64 \text{ m.t}$$

$$66 = K_1 \sqrt{\frac{10.64 \times 10^5}{25}}$$

$$\therefore \quad K_1 = 0.315 \text{ ، } \sigma_c = 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ ، } K_z = 1217$$

$$A_s = \frac{1064000}{1217 \times 65} + \frac{28.38}{1.4} = 33.7 \text{ cm}^2 \qquad 9\phi22$$

✪ القطاع عند منتصف البحر:

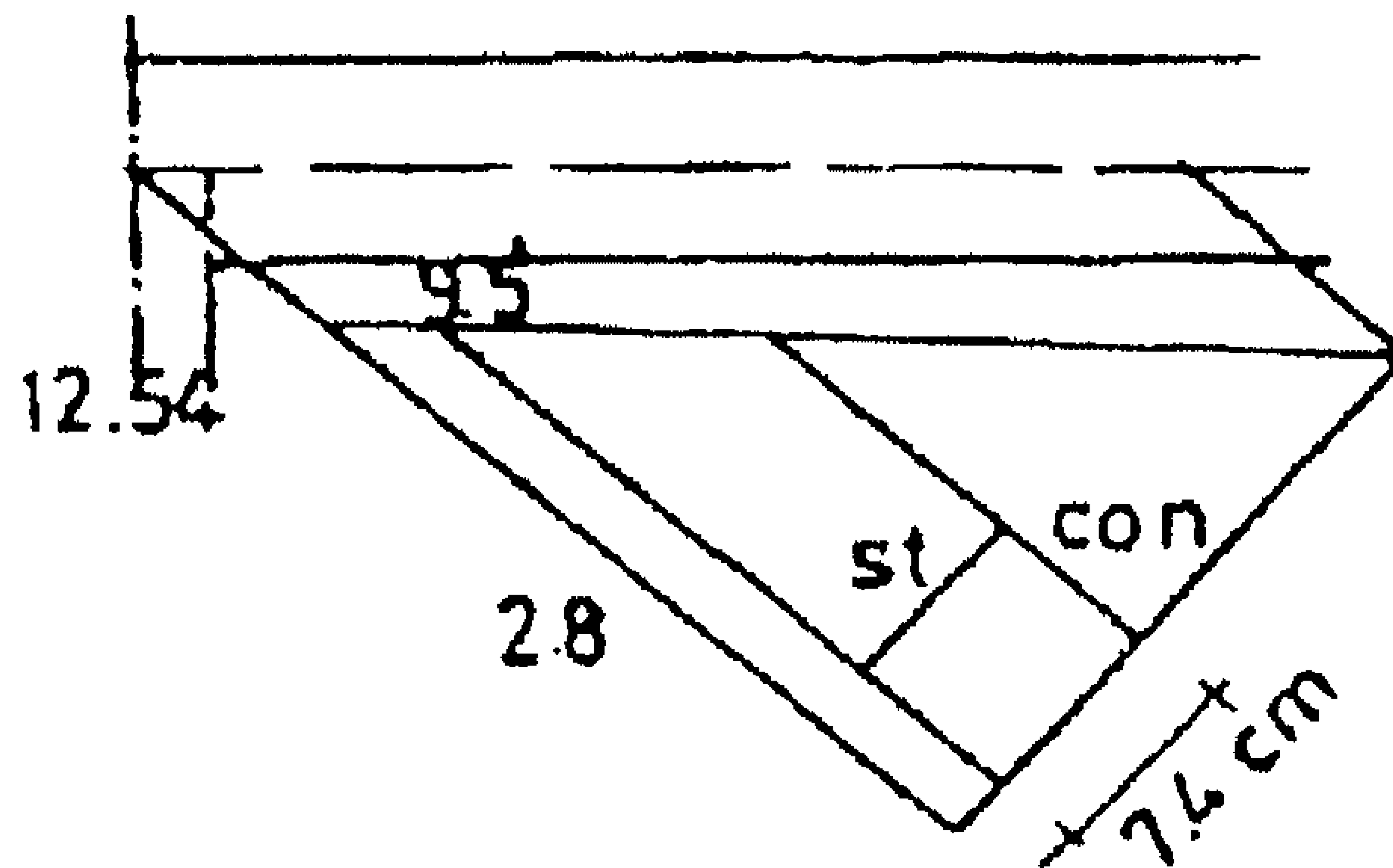
$$M_{+ve} = \frac{19.14}{2} = 9.57 \text{ m.t}$$

$$N = +28.38 \text{ t}$$

$$e = \frac{0.675}{2} = 0.3375 \text{ m}$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.3375}{0.6} = 0.562$$ (الإزاحة متوسطة)

مما سبق يتبين لنا أن عزم الالتواء لجميع الكمرات السابقة صغير بدرجة يمكن معها إهماله.



الشكل ٩-٦١: توزيع إجهادات القص

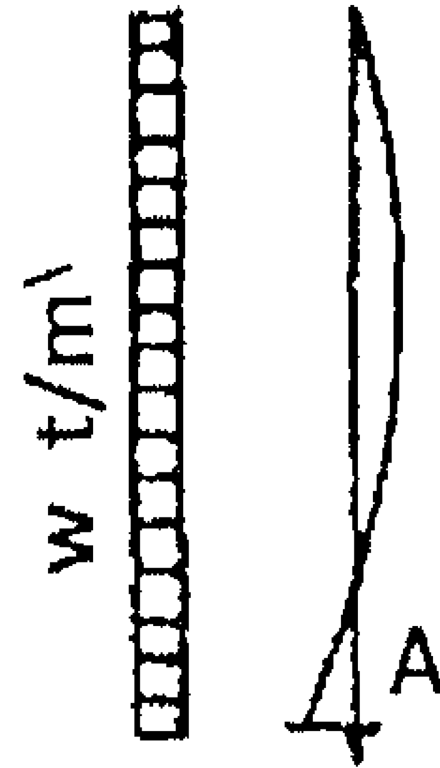
$$Q_{max} = \frac{5.47 \times 6.48}{2} = 17.72 \text{ t}$$

$$q_{max} = \frac{1.7720}{0.87 \times 25 \times 65} = 12.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{s_{bent}} = \frac{\left(\frac{9.5+6}{2} - 2.8\right) \times 25 \times 74}{1400} = 6.5 \text{ cm}^2$$

نستخدم ثلاثة ألواح ملتوية.

تصميم الأعمدة



الشكل ٩-٦٢: شكل أحمال الرياح على الأعمدة

$$\text{Load/column} = 5.47 \times 6.48 + 1.8 \times 0.5 \times 6.48 + \text{o.w} \cong 43 \text{ t}$$

شدة الرياح $= 100 \text{ kg/m}^2$

$$W = 0.1 \times 6.48 = 0.648 \text{ t/m}^{\backslash}$$

$$M_A = \frac{0.648 \times 5^2}{8} = 2.03 \text{ m.t}$$

۞ القطاع A-A :

$$M = 2.03 \text{ m.t}$$

$$N = -43 \text{ t}$$

نأخذ القطاع 40 × 30:

$$e = \frac{2.03}{43} = 0.0472$$

$$\frac{N}{F_c \, b\, t} = \frac{43000}{55 \times 30 \times 40} = 0.65$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.0472}{0.3} = 0.1574$$

$$\mu = 0.6\%$$

$$A_s = A_{s'} = \frac{0.6}{100} \times 30 \times 40 \approx 7.2 \text{ cm}^2 \qquad 4\phi16$$

تصميم القواعد

$$M = 2.03 \text{ m.t}$$

$$N = 43 \text{ t}$$

$$fall. = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

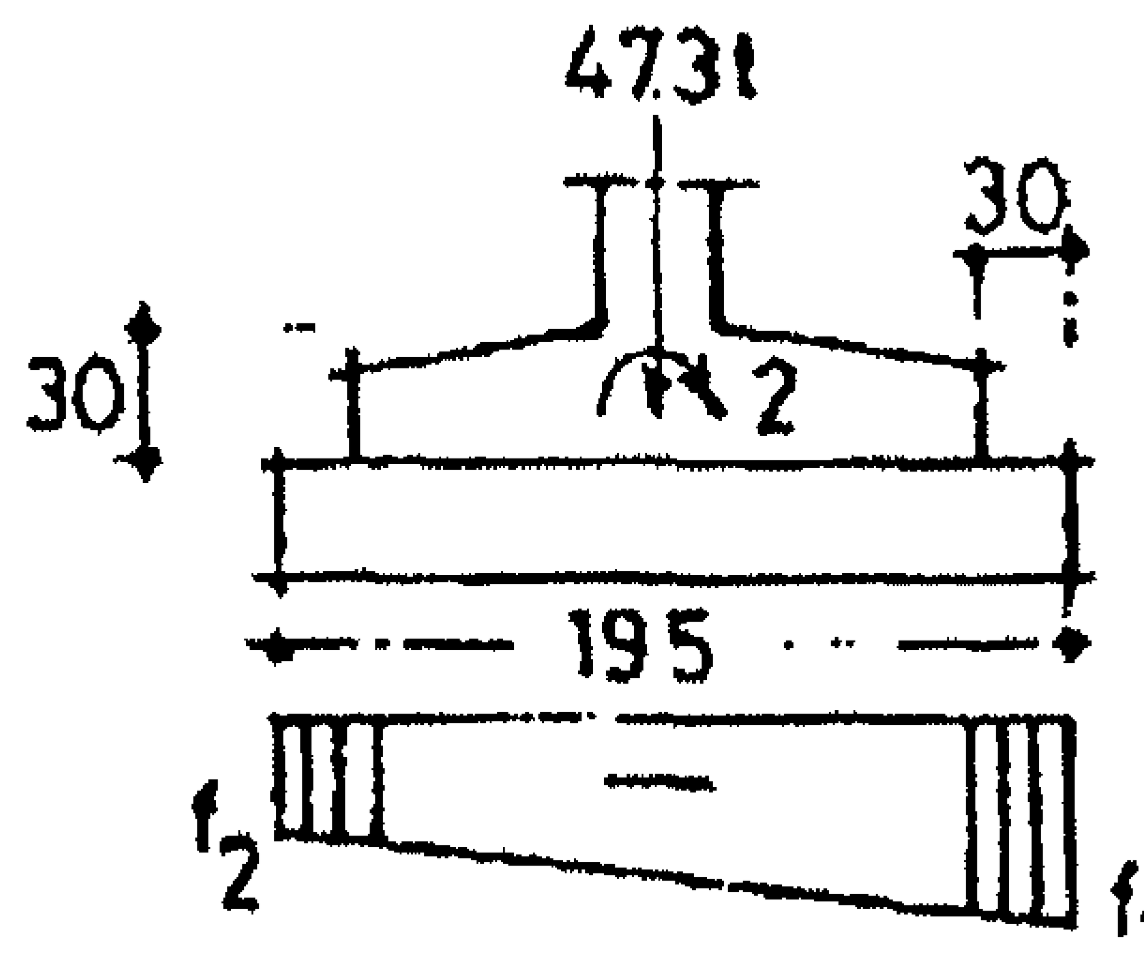
$$A_{P.C} = \frac{1.2 \times 43}{1.5} = 3.44 \text{ m}^2$$

نأخذ $1.95 \times 1.75 \text{ m}^2$:

$$\therefore \quad F_{\frac{1}{2}} = \frac{43 \times 1.1}{1.75 \times 1.95} \pm \frac{2 \times 6}{1.75 \times 1.95^2}$$

$$\therefore \quad F_1 = 15.66 \text{ t/m}^2 \text{ ، } F_2 = 12.06 \text{ t/m}^2$$

✪ حساب أقصى عزوم على قطاع الأساس:



الشكل ٩-٦٣: توزيع الإجهادات أسفل القاعدة العادية

$$F_{\frac{1}{2}} = \frac{43}{1.15 \times 1.35} \pm \frac{2 \times 6}{1.15 \times 1.35^2}$$

$$\therefore \quad F_1 = 33.5 \text{ t/m}^2 \text{ ، } F_2 = 22 \text{ t/m}^2$$

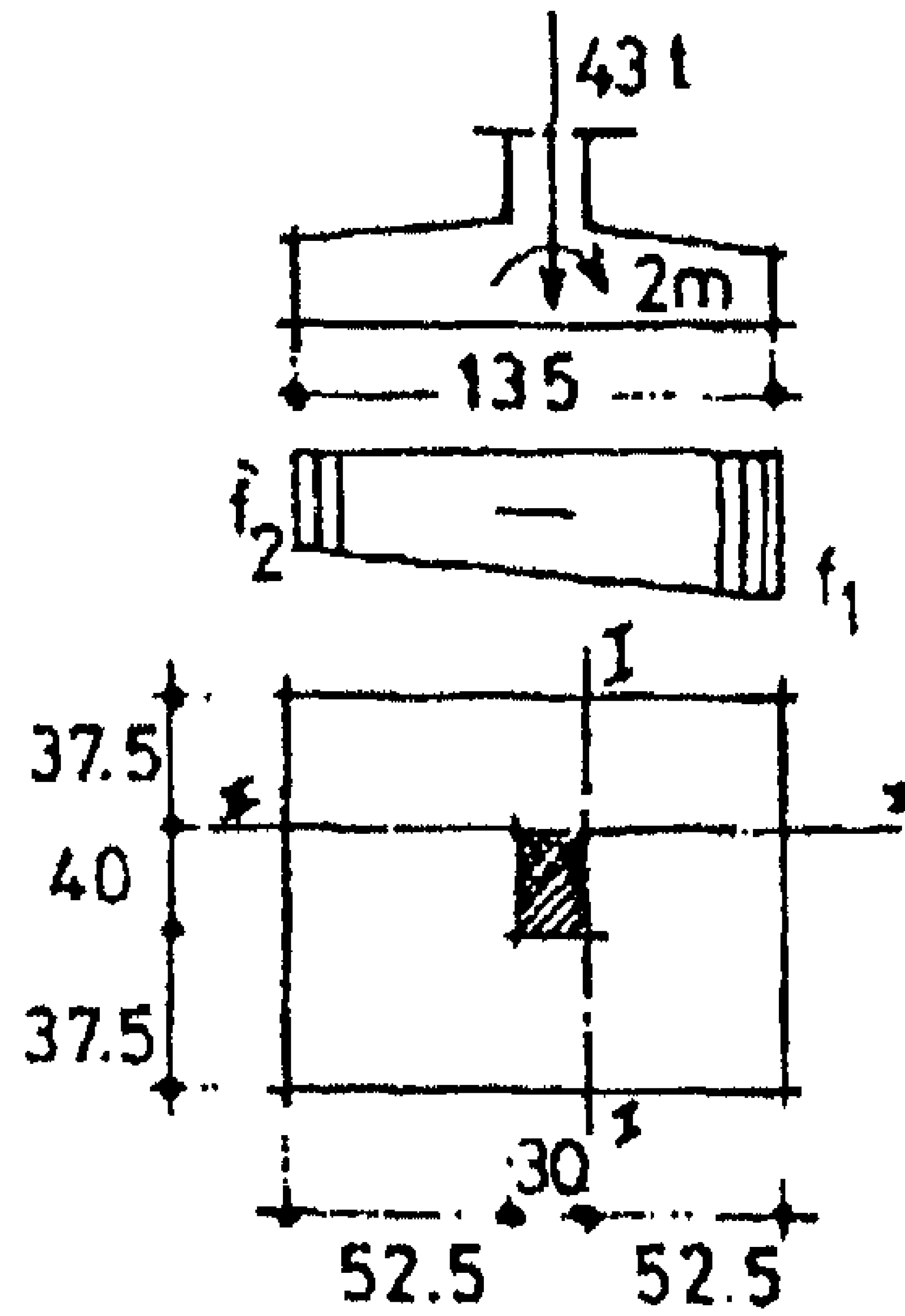
$$M_{I\text{-}I} = \frac{29.25 + 33.5}{2} \times 1.15 \times \frac{0.525^2}{2} = 4.972 \text{ m.t}$$

$$M_{II\text{-}II} = \frac{22 + 33.5}{2} \times 1.35 \times \frac{0.375^2}{2} = 2.63 \text{ m.t}$$

$$d = 0.545\sqrt{\frac{4.972\times10^5}{115}} = 40 \text{ cm}$$

$$A_{s_{I-I}} = \frac{497200}{1300\times40} = 9.57 \text{ cm}^2 \qquad 8\phi13$$

$$A_{s_{II-II}} = \frac{263000}{1300\times40} = 5.06 \text{ cm}^2 \qquad 5\phi13$$



الشكل ٩-٦٤: تصميم القاعدة المسلحة

فحص الانحناء:

$$Q_{I-I} = \frac{29.25+33.5}{2}\times1.15\times0.525 = 18.94 \text{ t}$$

$$t_b = \frac{18.94\times10^3\times0.85}{3.14\times1.3\times8\times0.87\times40} = 14.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$> 11 \text{ kg/cm}^2$$ (غير آمن)

يتم تكبير قطاع الخرسانة.

$$d = \frac{14.2}{11}\times40 \cong 50 \text{ cm}$$

$$t = 55 \text{ cm}$$

ملحوظة: إذا كانت القواعد آمنة ضد الانحناء، فإنها تكون أيضًا آمنة ضد التماسك.



الشكل ٩-٦٥: مسقط أفقي إنشائي لبيان حديد التسليح

3Ø13

3Ø13



Beam B2
Scale 1:25

10 cm

5Ø8/m

5Ø8/m

150 cm

5Ø8/m

5Ø8/m

115

2Ø10

5Ø10/m

7Ø22

25

8.5Ø10/m
top & bottom

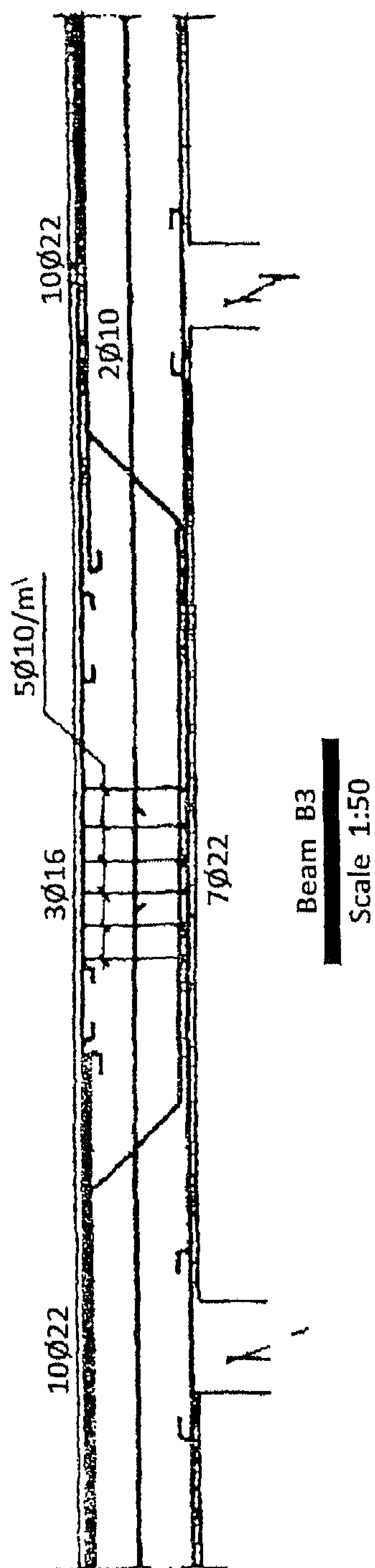
5Ø8/m
top & bottom

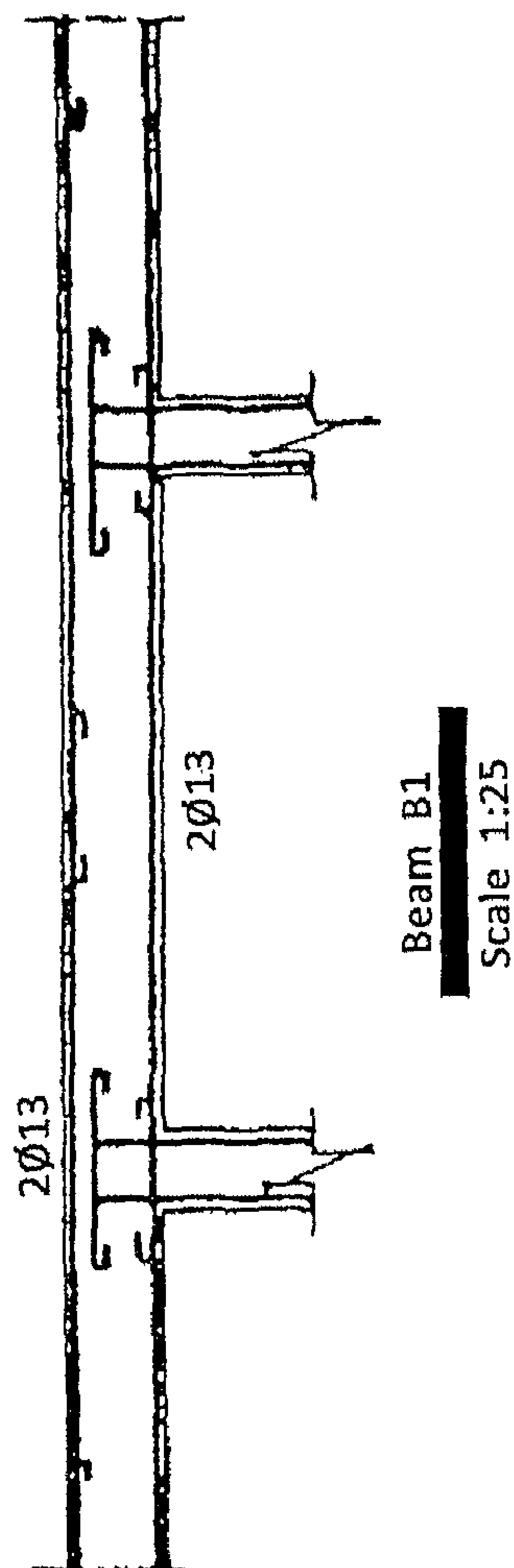
75 cm



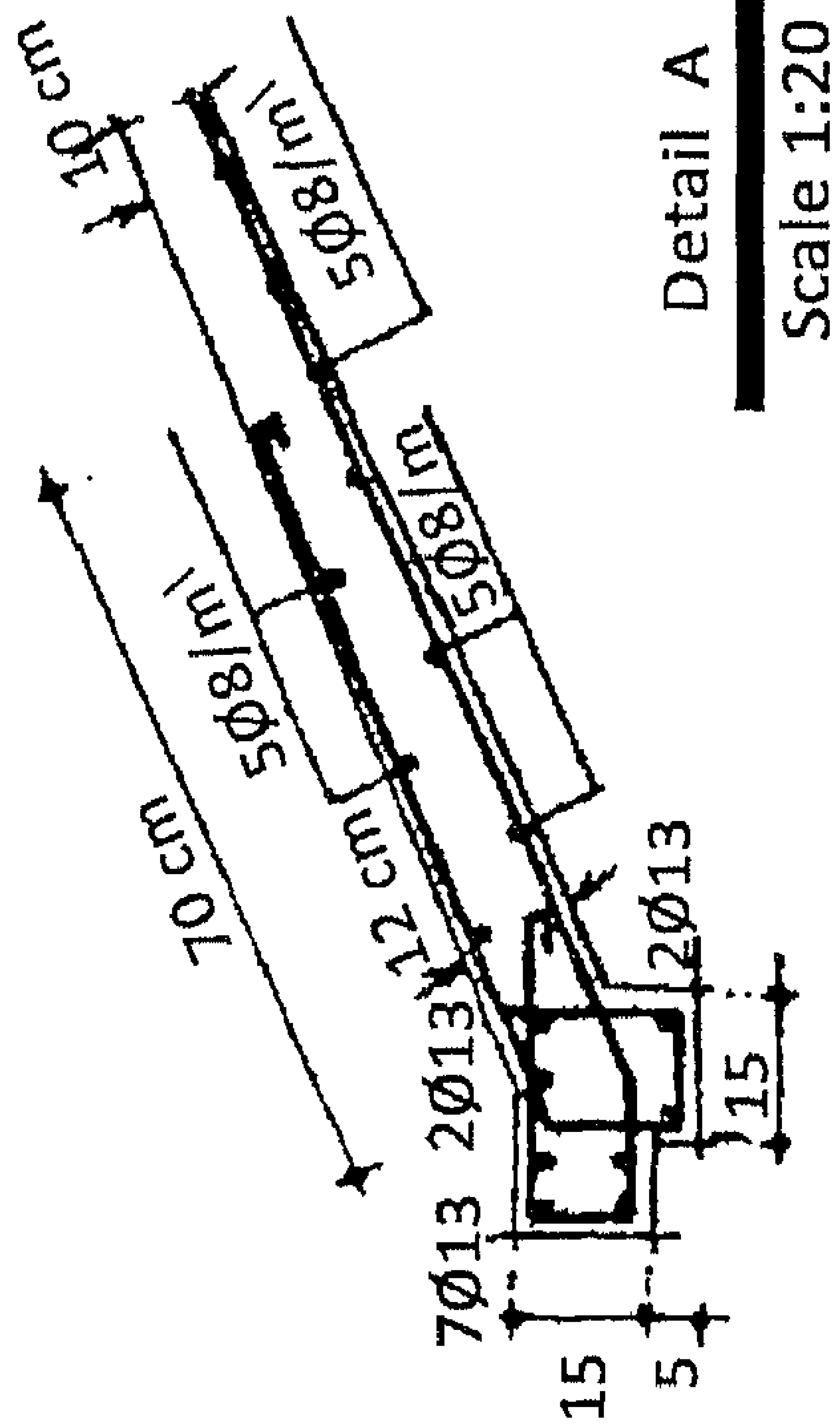
Detail
Scale 1:20

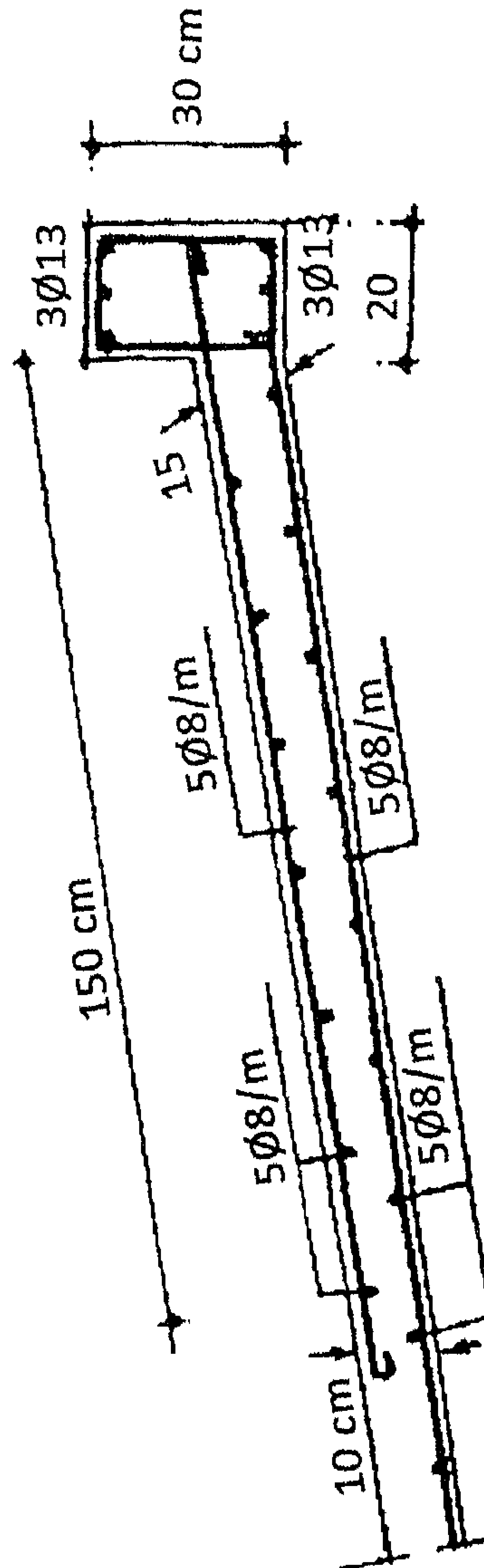
الشكل ٩-٦٦: تفاصيل التسليح





الشكل ٩-٦٧: تفاصيل تسليح الكمرات





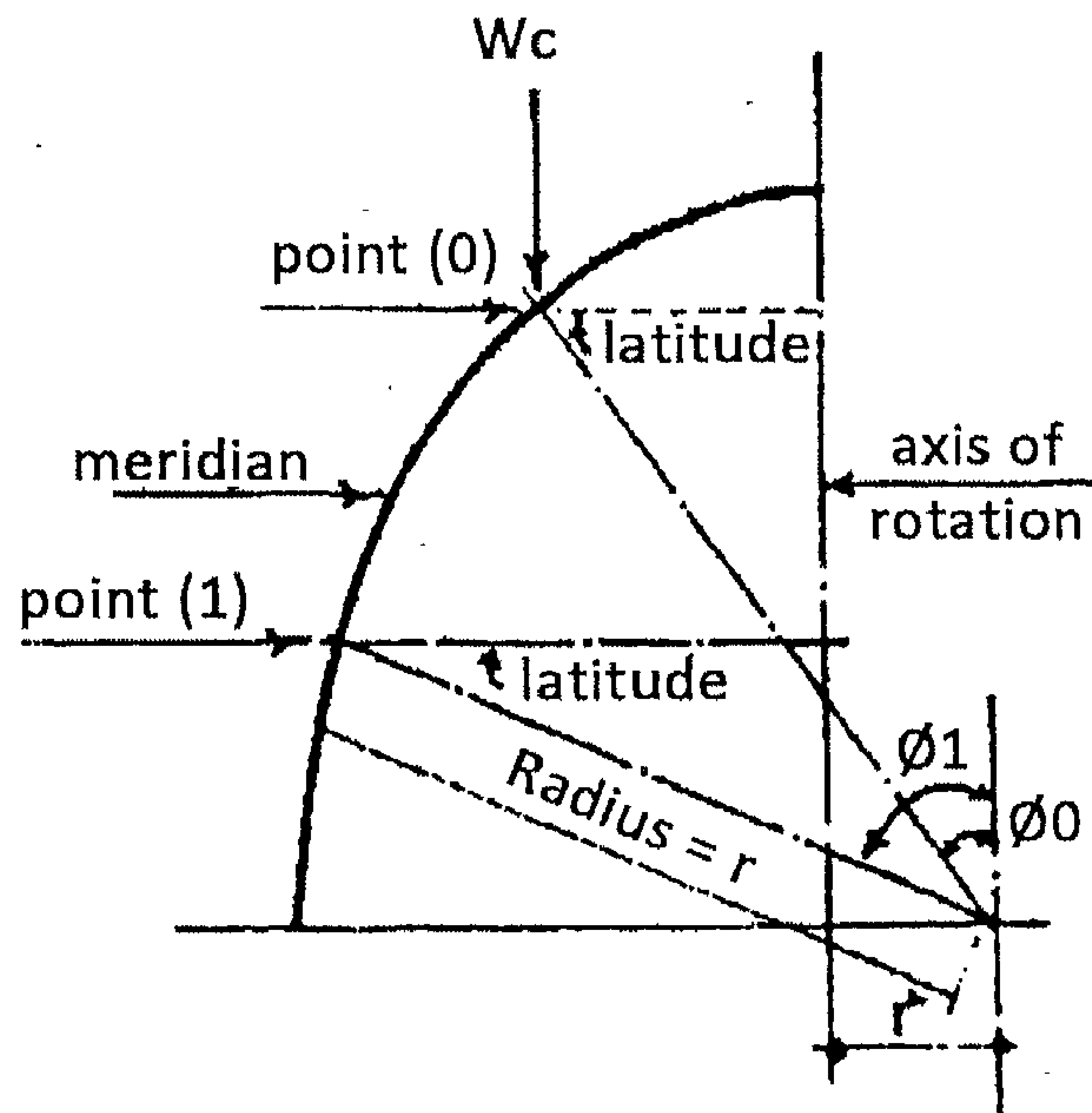
الشكل ٩-٦٨: تفاصيل تسليح الكمرات

٩-٦ القباب المخروطية

كما سبق ذكره، فإن القبة المخروطية conoidal dome هي سطح دوراني تتشكل بواسطة دوران قوس من دائرة، ويكون مركز الدائرة يقع خارج محور الدوران. (يُرجع في ذلك إلى الشكل ٩-٤٠ب).

٩-٦-١ الصيغ الرياضية اللازمة لحل القباب المخروطية

نأخذ في الاعتبار جزء من القبة ما بين خطين عرض خلال النقطة 0 والنقطة 1 (انظر الشكل ٩-٦٩).



الشكل ٩-٦٩: قطاع رأسي

مساحة السطح: $A = 2\pi r^2 (\cos\phi_0 - \cos\phi_1) - 2\pi r r^{\backslash} (\phi - \phi_0)$

إذا كان الحمل لكل متر مربع من القبة منتظم، فإن الحمل الإجمالي W_u يعطى بالمعادلة التالية:

$$W_u = 2\pi r^2 W(\cos\phi_0 - \cos\phi_1) - 2\pi r r^{\backslash} (\phi_1 \text{-} \phi_0) W$$

$$W_v = 2\pi r^2 W^{\backslash} \left[\sin\phi_1 - \sin\phi_0 \cos\phi_1 (\phi_1 - \phi_0) - \pi r r^{\backslash} (\phi_1 - \phi_0)^2\right]$$

نرمز إلى حمل النجفة المنتظم التوزيع حول دائرة عرض يكون W_c ، وتكون الصيغة العامة للحمل الكلي W إذًا هو:

$$W = W_u + W_u + W_c$$

إذا كانت النقطة 0 تقع على محور الدوران، فإن ϕ_0 يتم تحديدها بواسطة المعادلة:

$$\sin\phi = \frac{r^{\prime}}{r}$$

باشتقاق الصيغ للقوى عند دائرة العرض خلال النقطة 1، فإن W سوف تكون الحمل أعلى تلك الدائرة، والقوى سوف تكون كما يلي:

القوى في اتجاه الخطوط الطولية (ضغط):

$$T = \frac{W}{2\pi\left(r\sin\phi_1 - r^{\prime}\right)\sin\phi_1}$$

القوى الحلقية H :

$$H = \frac{r\sin\phi_1 - r^{\prime}}{r\sin\phi_1}\left[-T + \left\{W + W^{\prime}\left(\phi_1 - \phi_0\right)\right\} r\cos\phi_1\right]$$

إذا كانت القبة غير مستمرة على طول دائرة العرض خلال النقطة 1، فإنه يجب وضع عنصر طرفي حول هذه الدائرة (كمرة حلقية)، وهذا العنصر يتعرض إلى شد حلقي S حيث:

$$S = \frac{W\cos\phi_1}{2\pi\sin\phi_1} \qquad (٩-٣)$$

فإذا تم حذف جزء القبة أعلى دائرة العرض المارة خلال النقطة 0، فإن وزن النجفة W_c سوف ينتج لنا ضغط حلقي S ، وذلك حول حرف الفتحة (انظر معادلة القبة الكروية المعادلة ٩-٤).

$$S\ (\text{الضغط الحلقي}) = \frac{W_c\cos\phi_0}{2\pi r\sin\phi_0} \qquad (٩-٤)$$

عند قمة القبة حيث تتقاطع محاور الدوران، فإن الصيغ المعطاة سابقًا لا يمكن تطبيقها بسبب وجود عزم انحناء موضعي بجوار القمة. وسوف يكون هناك أيضًا بعض عزم الانحناء الموضعي بالقرب من العنصر الطرفي (الكمرة الحلقية).

٩-٦-٢ اشتقاق المعادلات والصيغ الحسابية الخاصة بالقباب المخروطية

إن المرجع نفسه رقم 8 المستخدم في اشتقاق صيغ القبة الكروية سوف يتم استخدامه في الاشتقاقات التالية. وسوف يتبع الاشتقاق نفس الطريقة المقترحة والمستخدمة في القباب الكروية. إن الفرق الأساسي الطولي فيهم هو أن موقع مركز الدوران بالنسبة لقوس الدوران 1-0 يختلف في كل من الحالتين. إن المسافة من المركز إلى محور الدوران سوف يسمى $r^{\backslash}$.

بالرجوع إلى الشكل ٩-٦٩، سوف نرى أنه عند $r^{\backslash} = 0$ ، فإن القبة تكون كروية. وأن القبة تكون مخروطية عندما تكون $r^{\backslash} \neq 0$. إن نصف القطر لدائرة العرض يساوي $r\sin\phi - r^{\backslash}$ ، وللقبة المخروطية نقوم بتعويض هذه الكمية للقيمة $r\sin\phi$ المستخدمة في القبة الكروية.

$$A = \int_{\phi_0}^{\phi_1} r\,d\phi \times 2\pi\left(r\sin\phi - r^{\backslash}\right) = 2\pi r^2 \int_{\phi_0}^{\phi_1} \sin\phi\,d\phi - 2\pi r r^{\backslash} \int_{\phi_0}^{\phi_1} d\phi$$

$$\therefore \quad A = 2\pi r^2\left(\cos\phi_0 - \cos\phi_1\right) - 2\pi r r^{\backslash}\left(\phi_1 - \phi_0\right)$$

إذا كان الحمل لكل متر مربع من القبة منتظم، فإن الحمل الكلي W_u للقبة ما بين النقطتين 0، 1 ، يكون كالتالي:

$$W_u = 2\pi r^2 W\left(\cos\phi_0 - \cos\phi_1\right) - 2\pi r r^{\backslash}\left(\phi_1 - \phi_0\right) \qquad (٩-٥)$$

فإذا كانت وحدة الحمل تزداد من الصفر عند النقطة 0 وبمعدل $W^{\backslash}$ منتظم لكل وحدة قطرية، فإن الحمل الكلي على القبة المخروطية ما بين النقطتين 0، 1 ، تكون كالتالي:

$$W_v = \int_{\phi_0}^{\phi_1} r\,d\phi \times 2\pi\left(r\sin\phi - r^{\backslash}\right) \times W^{\backslash}\left(\phi - \phi_0\right)$$

$$= 2\pi r^2 \times W^{\backslash} \int_{\phi_0}^{\phi_1} \phi\sin\phi\,d\phi - 2\pi r^2 \times W^{\backslash}\phi_0 \int_{\phi_0}^{\phi_1} \sin\phi\,d\phi$$

$$-2\pi r W^{\backslash} r^{\backslash} \int_{\phi_0}^{\phi_1} \phi\,d\phi + 2\pi r W^{\backslash}\phi_0 r^{\backslash} \int_{\phi_0}^{\phi_1} d\phi$$

الحدان الأولان من المعادلة السابقة يطابقان الحدان اللذان تم إجراء عملية التكامل عليهما بالنسبة للقبة الكروية، وهما يساويان الآتي:

$$=2\pi r^2 W^{\backslash}\left[\sin\phi_1-\sin\phi_0-\cos\phi_1(\phi_1-\phi_0)\right]$$

أما الحدان الأخيران فهما يساويان الآتي:

$$=2\pi r W^{\backslash} r^{\backslash}\left(\frac{\phi_1^2}{2}-\frac{\phi_0^2}{2}\right)+2\pi r W^{\backslash} r^{\backslash}\phi_0(\phi_1-\phi_0)$$

$$=-\pi r r^{\backslash} W^{\backslash}(\phi_1-\phi_0)^2$$

$$W_v=2\pi r^2 W^{\backslash}\left[\sin\phi_1-\sin\phi_0-\cos\phi_1(\phi_1-\phi_0)\right]-\pi r r^{\backslash}$$

$$=2\pi W^{\backslash}(\phi_1-\phi_0)^2$$

لاشتقاق معادلة الضغط في اتجاه الخطوط الطولية T، يجب الرجوع إلى معادلات القبة الكروية، ولكن نقوم بتعويض القيمة $r\sin\phi_1-r^{\backslash}$ بدلاً من $r\sin\phi_1$ كالتالي:

$$W=2\pi\left(r\sin\phi_1-r^{\backslash}\right)T\sin\phi_1$$

$$T=\frac{W}{2\pi\left(r\sin\phi_1-r^{\backslash}\right)\sin\phi_1} \quad (٩-٦)$$

ويمكن اشتقاق القوى الحلقية H للقبة الكروية كالتالي:

$$\frac{T}{r}+\frac{H}{r\sin\phi_1-r^{\backslash}}\times\sin\phi_1\left[W+W^{\backslash}(\phi_1-\phi_0)\right]\cos\phi_1=0$$

$$\therefore\quad H=\frac{r\sin\phi_1-r^{\backslash}}{r\sin\phi_1}\left[-T+W+W^{\backslash}(\phi_1+\phi_0)\right]r\cos\phi_1 \quad (٩-٧)$$

إن صيغ القوى عند العناصر الطرفية (الكمرة الحلقية) تكون متماثلة مع صيغ القبة الكروية.

مثال ٩-٧: نأخذ في الاعتبار قبة مخروطية في الشكل ٩-٧٠. قطر قاعدة القبة يكون $r=18\ m$، والمسافة من مركز سطح القبة إلى محور الدوران يكون $r^{\backslash}=3\ m$، سمك القبة $9\ cm$، والحمل الحي $150\ kg/m^2$، والنقطة 0 تقع على محور الدوران.

الحـل

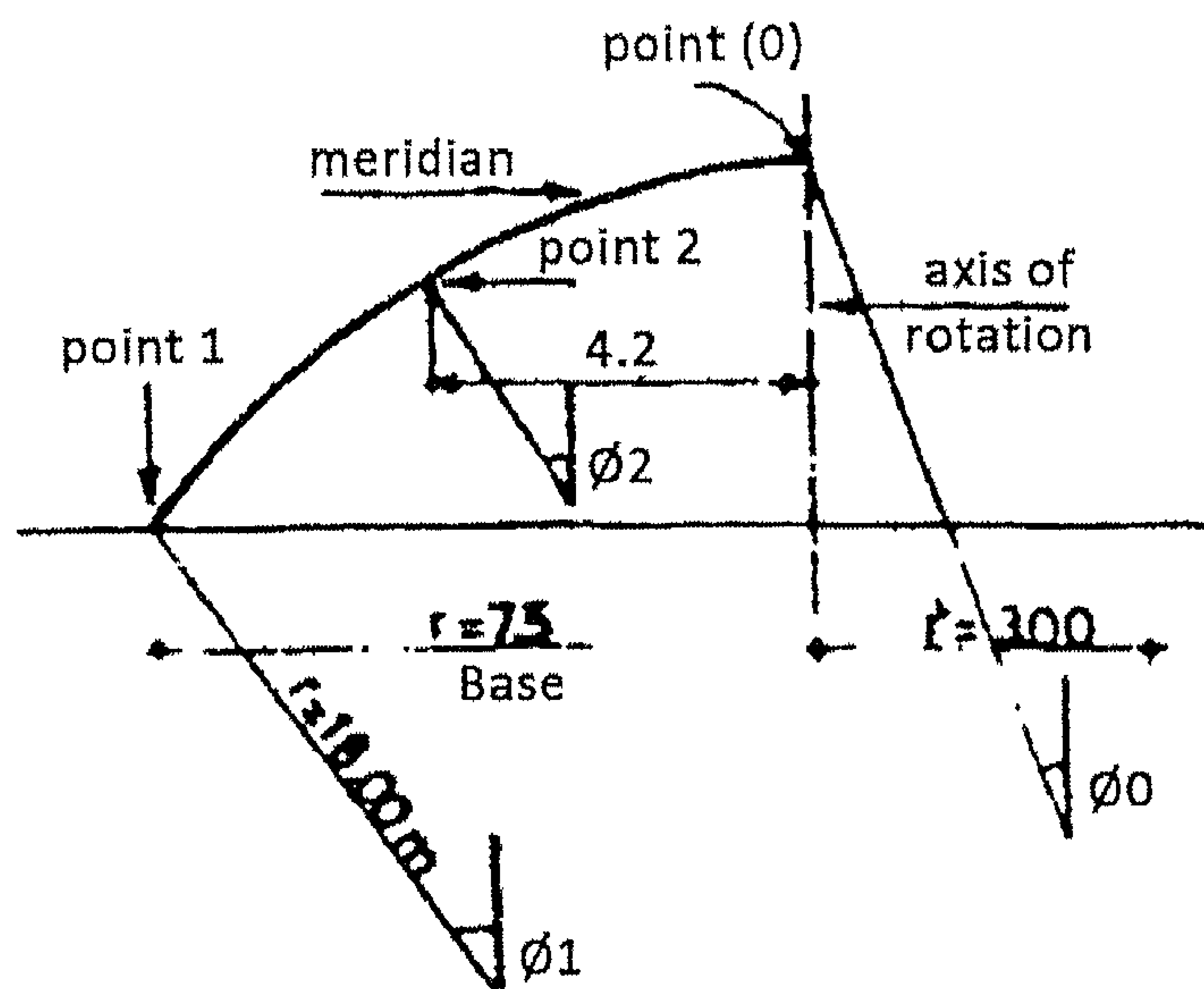
$$\sin\phi_0 = \frac{r^{\backslash}}{r} = \frac{3.0}{18.0} = 0.167$$

$$\cos\phi_0 = 0.986 \longrightarrow \phi_0 = 0.167 \text{ radian} = 9.61 \text{ degree}$$

$$\sin\phi_1 = \frac{7.5+3.0}{18.0} = 0.583$$

$$\cos\phi_1 = 0.812 \longrightarrow \phi_1 = 0.623 \text{ radian}$$

$$W = \frac{9}{100} \times 2.5 + 0.15 = 0.375 \ t/m^2$$



الشكل ٩-٧٠: قطاع رأسي

✪ من المعادلة ٩-٥:

$$W_{u_1} = 2\times3.14\times18^{-2}\times0.375(0.986-0.812)$$
$$-2\times3.14\times18\times3\times0.375(0.623-0.167)$$

الحمل الكلي أعلى النقطة 1 من المعادلة ٩-٦ = $= 74.776 \ t$

$$T_1 = \frac{74.776}{2\times3.14(18\times0.583-3)\times0.583}$$

ضغط في اتجاه مماس القطر عن النقطة 1 = $= 2.73 \ t/m^{\backslash}$

☼ من المعادلة ٩-٧:

$$H_1 = \frac{18\times0.583-3}{18\times0.583}(-2.75+0.375\times18\times0.812)$$

$= 1.965\ t/m^{\backslash}$ = ضغط حلقي عند النقطة 1

☼ من المعادلة ٩-٤:

$$S_1 = \frac{74.776\times0.812}{2\times3.14\times0.583}$$

$= 16.58\ t$ = الشد الحلقي في العنصر الطرفي (الكمرة الحلقية) =

لحساب القوى عند النقطة 2، حيث $\sin\phi_2 = 0.400$ ، $\cos\phi_2 = 0.917$ ، $\phi_2 = 0.412\ radian = 23.58\ degree$ ، نتبع الآتي:

☼ من المعادلة ٩-٥:

$$W_{u_2} = 2\times3.14\times18^2\times0.375(0.986-0.917)$$
$$-2\times3.14\times18\times3\times0.375(0.412-0.167)$$

$= 52.65-31.16 = 21.49\ t$ = الحمل الكلي أعلى النقطة 2 =

☼ من المعادلة ٩-٦:

$$T_2 = \frac{21.49}{2\times3.14(18\times0.4-3)\times0.4}$$

$= 2.037\ t/m^{\backslash}$ = ضغط في اتجاه مماس القطر عند النقطة 2 =

☼ من المعادلة ٩-٧:

$$H_2 = \frac{18\times0.4-3}{18\times0.4}(-2.037+0.375\times18\times0.917)$$

$= 2.42\ t/m^{\backslash}$ = ضغط حلقي عند النقطة 2 =

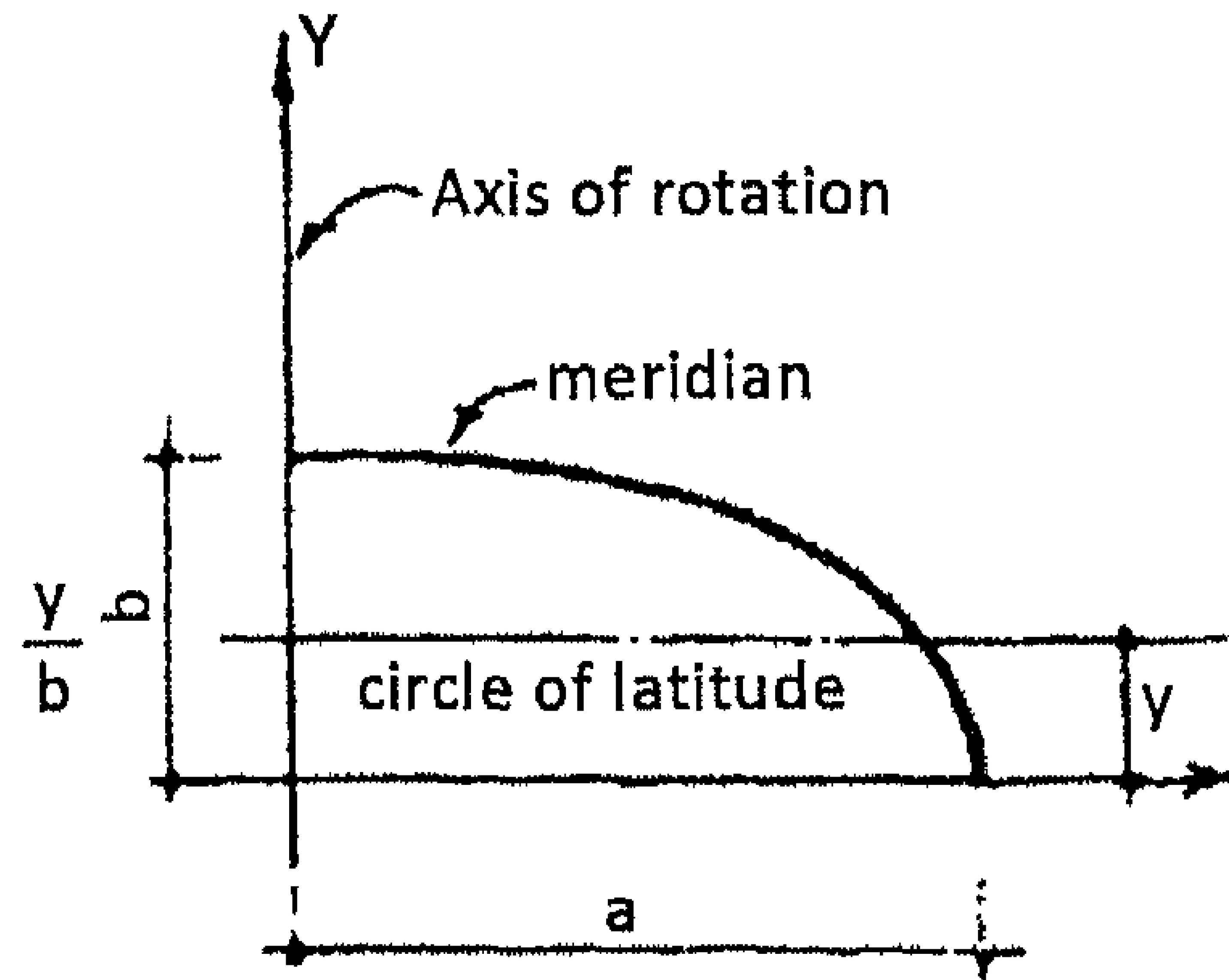
٩-٧ القباب البيضاوية

كما سبق ذكره، فإن هذا النوع من القباب ينشأ نتيجة دوران قوس بيضاوي حول محوره الأصغر minor axis. إن المماس للشكل البيضاوي عند نهايته من جهة المحور الأكبر major axis

يكون رأسيًا عند النقطة التي يكون عندها الضغط أيضًا رأسيًا.

لا يوجد حاجة لوجود عنصر تدعيم طرفي لاحتواء الشد الحلقي عندما يكون الشكل البيضاوي غير متصل عند نهايته من جهة المحور الرئيسي (الأكبر). ومهما تكن قيمة الشد فإن هذه القبة يمكن أن تتحمله بواسطة تزويدها بأسياخ تسليح داخل سمك القشرة الخرسانية نفسها.

٩-٧-١ المعادلات والصيغ الحسابية لتصميم القباب البيضاوية



الشكل ٩-٧١: قطاع رأسي

نأخذ في الاعتبار جزء القبة أعلى دائرة العرض المارة بالنقطة 1 بالشكل ٩-٧١.

(المساحة السطحية) $A = 2\times 3.14 a^2 C$

حيث C (وكذلك Q) ثابتان يعتمدان على النسبة b/a للشكل البيضاوي. لذلك كان المصمم يمكنه اختيار قيم لكل من C ، Q من الجدول ٩-٣ اعتمادًا على النسبة b/a وأيضًا على $g = y/b$.

نفترض أن w عبارة عن حمل وزن منتظم لكل متر مربع من سطح القبة.

۞ الحمل الكلي أعلى النقطة 1 كالآتي:

$$W = 2\times 3.14 WC \qquad (٩-٨)$$

۞ الضغط في اتجاه الخطوط الطولية عند النقطة 1:

$$T = \frac{wa^2}{b}\times\frac{CQ}{1-g^2} \qquad (٩-٩)$$

الجدول ٩-٣: معاملات القبة البيضاوية

	Values of C*									Values of Q**									
g = y/b	b/a									b/a									g = y/b
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	
0.0	.547	.588	.616	.690	.747	.807	.870	.934	1.000	.200	.300	.400	.500	.600	.700	.800	.900	1.000	0.0
0.1	.526	.558	.596	.640	.687	.737	.789	.844	.900	.227	.315	.410	.507	.605	.704	.802	.901	1.000	0.1
0.2	.501	.525	.554	.588	.626	.666	.709	.754	.800	.280	.356	.440	.529	.621	.714	.809	.904	1.000	0.2
0.3	.460	.486	.508	.534	.563	.594	.627	.663	.700	.356	.415	.485	.563	.646	.732	.820	.909	1.000	0.3
0.4	.430	.441	.456	.475	.496	.520	.545	.572	.600	.440	.485	.543	.608	.680	.756	.835	.917	1.000	0.4
0.5	.381	.389	.399	.412	.427	.443	.461	.480	.500	.529	.563	.608	.661	.721	.786	.854	.926	1.000	0.5
0.6	.323	.328	.335	.343	.352	.362	.374	.387	.400	.621	.646	.680	.721	.768	.821	.877	.937	1.000	0.6
0.7	.257	.260	.263	.267	.272	.278	.285	.292	.300	.714	.732	.756	.786	.821	.860	.904	.950	1.000	0.7
0.8	.181	.182	.183	.185	.188	.190	.193	.196	.200	.809	.820	.835	.854	.877	.903	.933	.965	1.000	0.8
0.9	.091	.095	.096	.096	.097	.098	.098	.099	.100	.904	.910	.917	.926	.937	.950	.965	.982	1.000	0.9
1.0	.000	.000	.000	.000	.000	.000	.000	.000	.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.0

* $C=\frac{1}{2}+\frac{1-K^2}{2K}\log(1+K)-\frac{g}{2}\sqrt{1-K^2(1-g^2)}-\frac{1-K^2}{2K}\log\left[gK+\sqrt{1-K^2(1-g^2)}\right]$

حيث $K^2=1-\frac{b^2}{a^2}$

** $Q=\sqrt{1-K^2(1-g^2)}$

۞ القوة الحلقية عند النقطة 1:

$$H = \frac{wa^2}{b}\left[g - \frac{C}{\left(1-g^2\right)Q}\right] \qquad (٩-١٠)$$

۞ عند محور الدوران:

$$T = H = \frac{wa^2}{2b} \qquad (٩-١١)$$

فإذا وجدت فتحة فانوس أعلى نصف قطر x مقطوعة في القشرة الخرسانية عند قمة الشكل البيضاوي. وباتباع الخطوات التالية، ومن قيمة W نقوم بحساب القوى من المعادلة ٩-٨ مطروحة من المعادلة ٩-٩ والتعويض بالنسبة $W^\backslash/W$ نحصل على القيمة $T^\backslash$.

$$H^\backslash = \frac{wa^2}{b}g - \frac{T}{Q^2}$$

ملاحظة: $W^\backslash$ يكون الوزن الكلي أعلى نقطة معتبرة بصرف النظر عن المصدر الذي تم اشتقاقه منها.

والآن نرمز إلى w للوزن لكل متر مربع موزع بانتظام أعلى المسقط الأفقي للقبة.

۞ الوزن الكلي أعلى النقطة 1:

$$W = 3.14 \times a^2 w\left(1-g^2\right) \qquad (٩-١٢)$$

۞ الضغط في اتجاه الخطوط الطولية عند النقطة 1:

$$T = \frac{wa^2}{2b}Q \qquad (٩-١٣)$$

۞ القوة الحلقية عند النقطة 1:

$$H = \frac{wa^2}{2b} \times \frac{2g^2-1}{Q} \qquad (٩-١٤)$$

۞ عند محور الدوران:

$$T = H = \frac{wa^2}{2b} \qquad (٩-١٥)$$

إذا كانت القبة غير مستمرة عند دائرة العرض المارة بالنقطة 1 ، فإن عنصر طرفي يكون مطلوب على طول الدائرة نفسها، ويكون هذا العنصر معرضًا للقوى التالية :

$$S\ (\text{الشد الحلقي}) = \frac{Wa}{2\times3.14\times b}\times\frac{g}{\sqrt{1-g^2}} \qquad (٩-١٦)$$

إذا قمنا بحذف جزء من القبة أعلى من دائرة العرض، ونضع في هذا الجزء حمل نجفة W_c محمل على طول محيط الدائرة، فإن W_c سوف ينتج ضغط حلقي على طول حرف هذه الفتحة. وهذا الضغط يساوي الآتي :

$$S = \frac{W_c a}{2\times3.14\times b}\times\frac{g}{\sqrt{1-g^2}}$$

(أ) اشتقاقات خاصة بالقباب البيضاوية

معادلة الشكل البيضاوي : $\frac{x^2}{a^2}+\frac{y^2}{b^2}=1$

حيث

$$x = a\sin\phi$$

$$dx = a\cos\phi\, d\phi$$

$$y = b\cos\phi$$

$$dy = b\sin\phi\, d\phi$$

$$dt = \sqrt{(dx)^2+(dy)^2} = \left(\sqrt{a^2\cos^2\phi+b^2\sin^2\phi}\right)d\phi$$

باعتبار حلقة ring ناتجة عن دوران عنصر ds حول محور y، فإن الوزن لكل متر مربع من سطح القبة يكون w موزع بانتظام. وزن عنصر الحلقة dw (انظر الشكل ٩-٧٢) يكون :

$$dw = 2\pi w\, ds$$

$$dw = \left(2\pi w a\sin\phi\sqrt{a^2\cos^2\phi+b^2\sin^2\phi}\right)d\phi$$

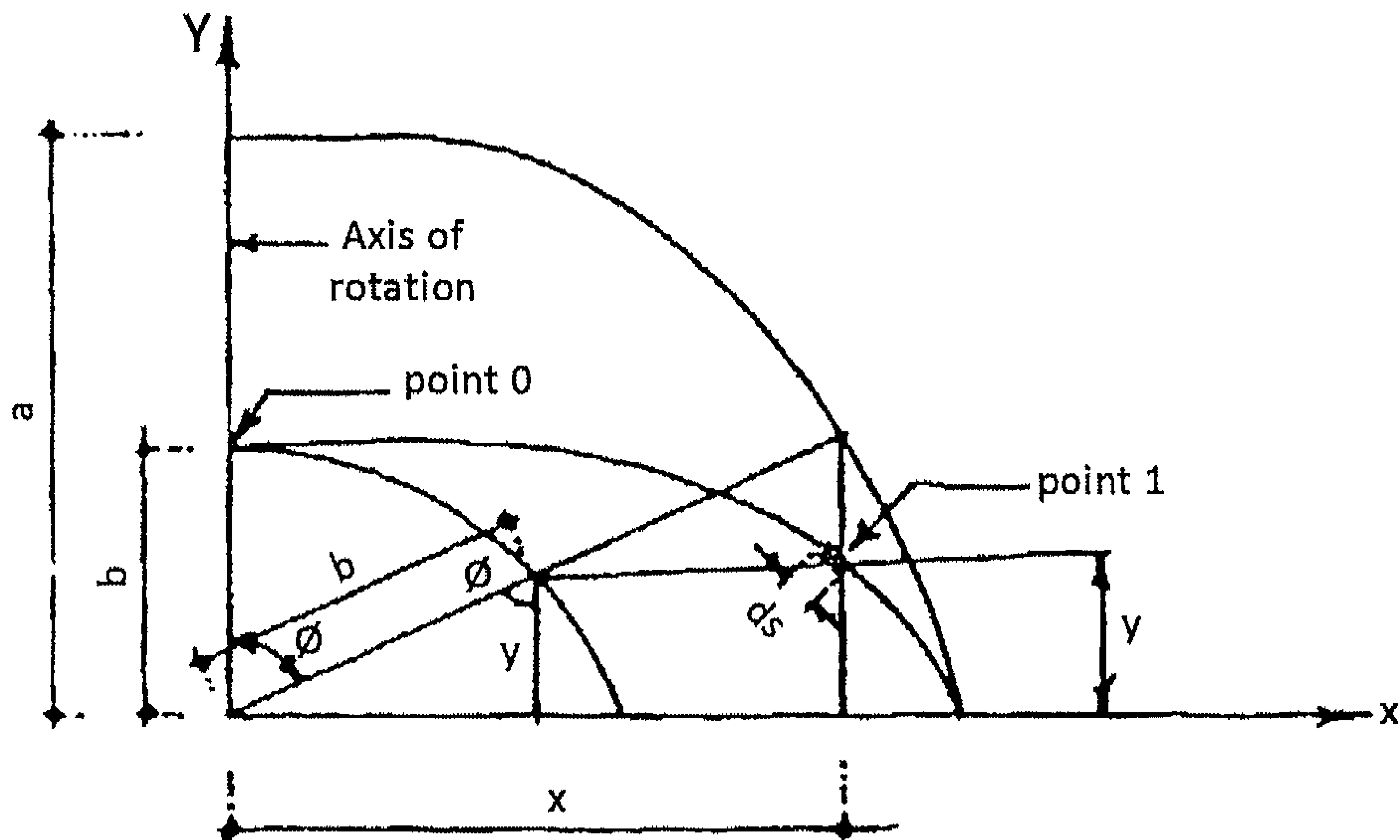
$$= \left(2\pi a^2 w\sin\phi\sqrt{1-\frac{a^2-b^2}{a^2}\sin^2\phi}\right)d\phi$$

وبوضع :

$$K^2 = \frac{a^2 - b^2}{a^2}$$

فإن وزن عنصر الحلقة dw يصبح كالآتي:

$$dw = \left(2\pi a^2 w \sin\phi \sqrt{1 - K^2 \sin^2\phi}\right) d\phi$$



الشكل ٩-٧٢: محاور الشكل البيضاوي الأساسية

ويعطى الوزن الكلي W للمساحة الناتجة عن الدوران ما بين النقطتين 0، 1:

$$W = \int dw = 2\pi a^2 w \int_{\phi=0}^{\phi} \sin\phi \sqrt{1 - K^2 \sin^2\phi}\, d\phi$$

ولإجراء عملية التكامل على المعادلة السابقة، يمكن الرجوع إلى البند 324 في جدول التكاملات المذكور في المرجع التالي: B.O. Pierce (third edition) Gino and Company, New York.

$$\therefore \quad W = 2\pi a^2 w \left[-\frac{1}{2}\cos\phi \sqrt{1 - K^2 \sin^2\phi} - \frac{1 - K^2}{2k} \log\left(K\cos\phi + \sqrt{1 - K^2 \sin^2\phi}\right) \right] \phi = 0$$

وبالتعويض عن:

$$\cos\phi = \frac{y}{b} = g$$

$$\sin^2\phi = 1-\cos^2\phi = 1-g^2$$

$$\therefore \quad W = 2\pi a^2 w\left[\frac{1}{2}+\frac{1-K^2}{2k}\log(1+K)-\frac{g}{2}\sqrt{1-K^2(1-g^2)} -\frac{1-K^2}{2k}\log\left\{gK+\sqrt{1-K^2(1-g^2)}\right\}\right]$$

وبوضع C تساوي المقدار المحصور بين القوسين المربعين في المعادلة السابقة، فإن W تصبح كالآتي:

$$W = 2\times 3.14\times a^2 wC \qquad (١٧-٩)$$

قيم C معروضة في الجدول ٩-٣ بدلالة b/a ، y/b . ولاشتقاق قيم الضغط في الاتجاه الطولي T ، والقوى الحلقية H ، نتبع نفس الطريقة العامة التي تم عرضها في الأنواع الأخرى من القباب.

نضع W تساوي مجموع المركبات الرأسية للقوى T .

$$W = 2\pi T\sin\phi$$

$$X = a\sin\phi = a\sqrt{1-g^2}$$

لزاوية θ (انظر الشكل ٩-٧٣)، فإن:

$$\tan\theta = \frac{dy}{dx} = \frac{-b\sin\phi\, d\phi}{a\cos\phi\, d\phi} = -\frac{b^2}{a^2}\times\frac{X}{Y}$$

$$1+\tan^2\theta = \frac{(a^2 y)+(b^2 x)^2}{(a^2 y)^2}$$

$$\sin\theta = \sqrt{\frac{\tan^2\theta}{1+\tan^2\theta}} = \sqrt{\frac{b^4 x^2}{(a^2 y)^2+(b^2 x)^2}}$$

$$= \frac{b^2 x}{\sqrt{a^4 y^2 + b^4 x^2}} = \frac{b\sqrt{1-g^2}}{a\sqrt{1-K^2(1-g^2)}}$$

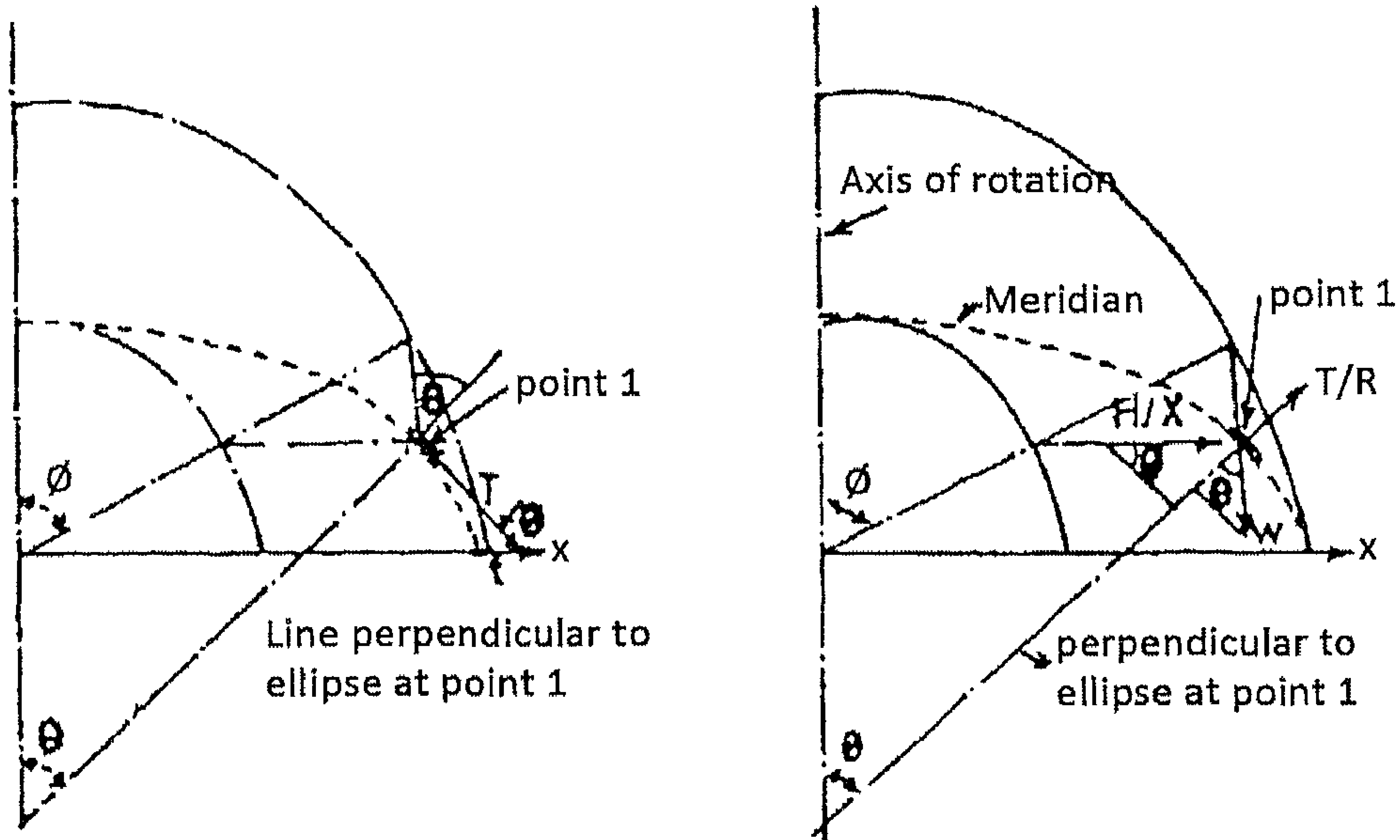
$$T = \frac{W}{2\pi\sin\theta} = W\frac{\sqrt{1-K^2(1-g^2)}}{2\pi b(1-g^2)} = a^2 wC\sqrt{\frac{1-K^2(1-g^2)}{b(1-g^2)}}$$

نضع :
$$Q = \sqrt{1-K^2\left(1-g^2\right)}$$

قيم Q معروضة في الجدول ٩-٣ بدلالة b/a ، y/b .

ملحوظة: الكمية $1-K^2\left(1-g^2\right)$ يمكن كتابتها كالتالي: $g^2 + \frac{b^2}{a^2}\left(1-g^2\right)$.

$$T = \frac{wa^2}{b} \times \frac{CQ}{1-g^2} \qquad (٩-١٨)$$



الشكل ٩-٧٣: قطاعات رأسية (نظام إنشائي)

عنصر القبة البيضاوية عند النقطة 1 يكون معرضًا إلى ثلاث قوى (انظر الشكل ٩-٧٣):

١. قوة الضغط في اتجاه الخطوط الطولية T مماسة للخطوط الطولية.

٢. قوة حلقية ضغط H مماسة لدائرة خطوط العرض.

٣. الحمل على العنصر w .

R يكون نصف قطر الانحناء، x هي المسافة حتى محور الدوران. باتباع نفس الطريقة المستخدمة للقباب الكروية نحصل على الآتي:

$$\frac{T}{R} + \frac{H}{X}\sin\theta - w\cos\theta = 0$$

$$\therefore \quad H = -\frac{Tx}{R\sin\theta} + \frac{wx\cos\theta}{\sin\theta}$$

حيث $\cos\theta/\sin\theta$ كمية موجبة، ويمكن إعادة صياغتها بالمعادلة التالية:

$$\frac{1}{\tan\theta} = \frac{a^2 y}{b^2 x}$$

$$\therefore \quad H = -\frac{Wx}{2\pi x R\sin^2\theta} + wx\frac{a^2 y}{b^2 x} = -\frac{W}{2\pi R\sin^2\theta} + \frac{wa^2 y}{b^2}$$

$$R = \frac{\left[1+(dy/dx)^2\right]^{3/2}}{d^2y/dx^2} \quad \frac{dy}{dx} = -\frac{b^2 x}{a^2 y}$$

$$\therefore \quad \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{-b^2}{a^2} \times \frac{y - x(dy/dx)}{y^2} = -\frac{b^2}{a^2} \times \frac{y + x(b^2 x/a^2 y)}{y^2} = -\frac{b^4}{a^2 y^2}$$

$$\therefore \quad R = \frac{\left[1+(b^4 x^2/a^4 y^2)\right]^{3/2}}{-b^4/a^2 y^2} = -\frac{(a^4 y^2 + b^4 x^2)^{3/2}}{b^4 a^4}$$

$$R\sin^2\theta = \frac{(a^4 y^2 + b^4 x^2)^{3/2}}{b^4 a^4} \cdot \frac{b^4 x^2}{a^4 y^2 + b^4 x^2}$$

$$= \frac{x^2}{a^4}\sqrt{a^4 y^2 + b^4 x^2} = b\left(\frac{x}{a}\right)^2 \sqrt{\left(\frac{y}{b}\right)^2 + \left(\frac{b}{a}\right)^2 \left(\frac{x}{a}\right)^2}$$

$$= b(1-g^2)\sqrt{1-K^2(1-g^2)}$$

$$H = -\frac{2\pi a^2 wC}{2\pi R\sin^2\theta} + \frac{wa^2}{b} \times \frac{y}{b}$$

$$= \frac{wa^2}{b}\left[g - \frac{C}{(1-g^2)\sqrt{1-K^2(1-g^2)}}\right]$$

وبوضع:

$$Q = \sqrt{1-K^2(1-g^2)}$$

$$\therefore \quad H = \frac{wa^2}{b}\left[g - \frac{C}{(1-g^2)Q}\right] \qquad (٩-١٩)$$

ويمكن أخذ قيم C ، Q من الجدول ٩-٣.

۞ عند محور الدوران:

$$T = H = \frac{1}{2} wR = \frac{wa^2}{2b} \qquad (٩-٢٠)$$

إذا كان w يعتبر وحدة الحمل لكل متر مربع من المسقط الأفقي بدلاً من المساحة السطحية، باتباع المعادلات التالية:

$$W = w\pi x^2 = \pi a^2 w\left(1-g^2\right) \qquad (٩-٢١)$$

۞ الضغط في اتجاه خطوط الطول:

$$\begin{aligned} T &= \frac{W}{2\pi x \sin\theta} = \frac{wx}{2\sin\theta} \\ &= \frac{wa^2}{2b}\sqrt{1-K^2\left(1-g^2\right)}\frac{wa^2}{2b} = Q \end{aligned} \qquad (٩-٢٢)$$

۞ القوة الحلقية:

$$\begin{aligned} H &= -\frac{Tx}{R\sin\theta} + \frac{wx\cos^2\theta}{\sin\theta} = -\frac{wx^2}{2R\sin^2\theta} + \frac{wx\left(1-\sin^2\theta\right)}{\sin\theta} \\ &= -\frac{wa^2\left(1-g^2\right)}{2b\left(1-g^2\right)\sqrt{1-K^2\left(1-g^2\right)}} \\ &\quad + wx\frac{a^2\left[1-K^2\left(1-g^2\right)\right]-b^2\left(1-g^2\right)}{a^2\left[1-K^2\left(1-g^2\right)\right]} \times \frac{a\sqrt{1-K^2\left(1-g^2\right)}}{b\sqrt{1-g^2}} \\ &= -\frac{wa^2}{2b} \times \frac{1}{\sqrt{1-K^2\left(1-g^2\right)}} + \frac{wa^2}{2b} \times \frac{2g^2}{\sqrt{1-K^2\left(1-g^2\right)}} \\ &= \frac{wa^2}{2b} \times \frac{2g^2-1}{Q} \end{aligned} \qquad (٩-٢٣)$$

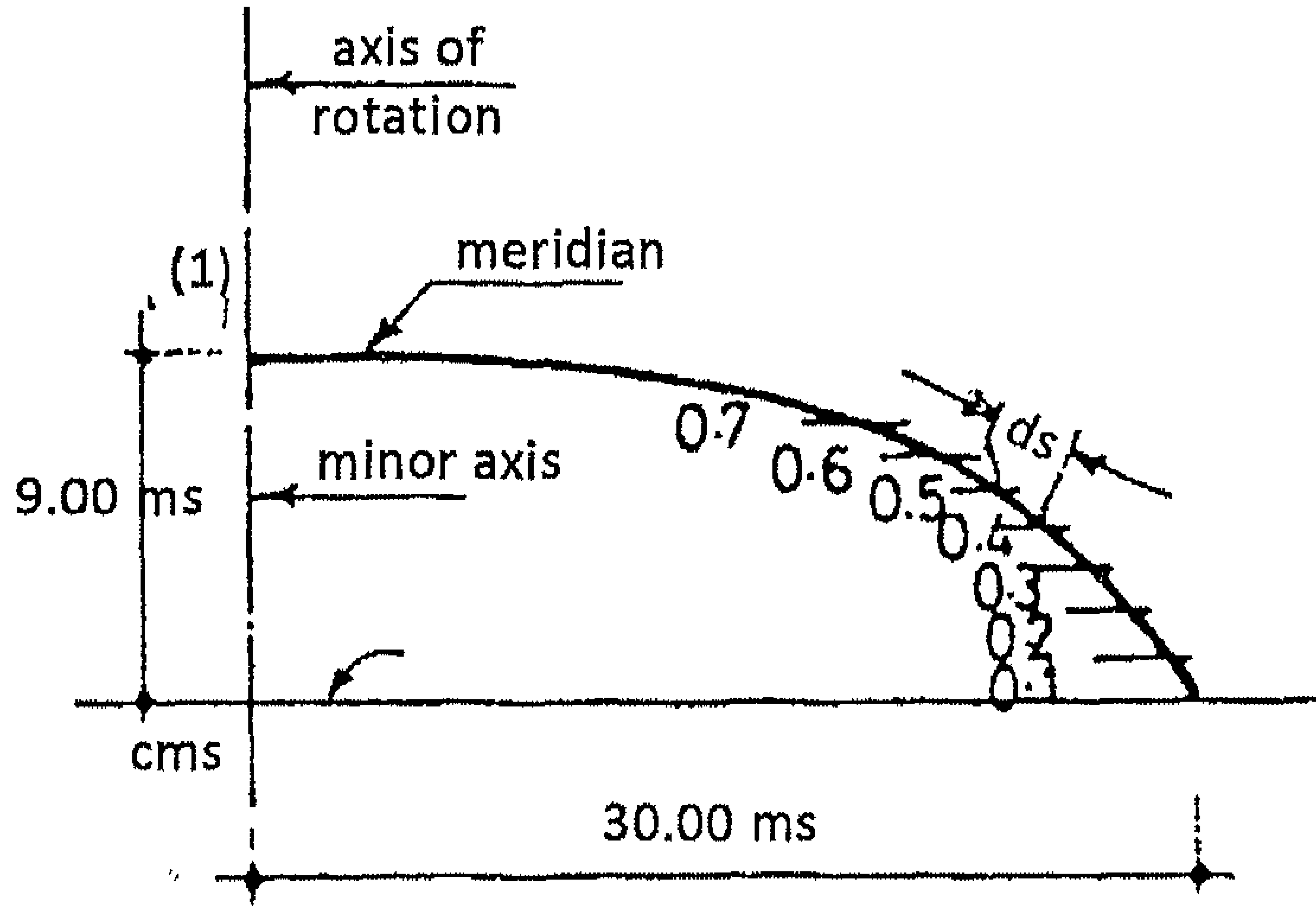
مثال ٩-٨: بالرجوع إلى الشكل ٩-٧٤، فإن القبة البيضاوية الموضحة تحمل حمل حي يساوي $150\ kg/m^2$ من المسقط الأفقي، وسمك القشرة يكون 8 cm، ويكون الوزن الذاتي o.w كالآتي:

$$o.w = 8 \times \frac{2500}{100} = 200\ kg/m^2$$

(الحمل الميت) $D.L = o.w +$ وزن الأرضيات

(٩-٢٤) $= 0.2 + 0.1 = 0.3\ t/m^2$

المطلوب: حساب القوى الرأسية الفعالة على سطح القشرة الخرسانية.



الشكل ٩-٧٤: قطاع رأسي (نظام إنشائي)

الحـل

القوى عند نهاية المحور الأصغر

من المعادلة ٩-٢٠ للحمل الحي، والمعادلة ٩-٢٤ للحمل الميت، نحصل على الآتي:

$$T = H = \frac{0.30 \times 30^2}{2 \times 9} + \frac{0.15 \times 30^2}{2 \times 9} = 22.5\ t/m^2$$

(آمن) $$F_c\ (\text{الإجهاد}) = \frac{22.5 \times 100}{8 \times 100} = 28.12\ kg/m^2$$

القوى عند نهاية المحور الأكبر

نأخذ من الجدول ٩-٣ المعاملات للقيم التالية:

$$\frac{b}{a} = \frac{9}{30} = 0.3$$

$$g = \frac{y}{b} = 0.0$$

الجدول ٩-٤: جدول حل القبة البيضاوية

$g = y/b$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
C (من الجدول ٩-٣)	0.588	0.558	0.525	0.486	0.441	0.389	0.328	0.260
Q	0.300	0.315	0.356	0.415	0.485	0.563	0.646	0.732
$w\left[g - \frac{C}{(1-g^2)Q}\right]$	0.6125	0.5280	0.3170	0.3090	-0.2130	-0.1320	-0.0610	-0.0015
$w\frac{2g^2-1}{2Q}$	-0.250	-0.234	-0.194	-0.148	-0.105	-0.067	-0.033	-0.002
Summation	-0.863	-0.762	-0.511	-0.457	-0.318	-0.199	-0.094	-0.0005
$\frac{a^2}{b} \times sum = H$	-77.67	-68.58	-45.99	-41.13	-28.62	-17.91	-8.46	0.00
$\Delta s = \frac{3\phi}{\sqrt{1-g^2}}$	0.900	0.951	1.090	1.305	1.587	1.950	2.418	--

جميع الحسابات تحتوي على حدين، الأول هو الحمل الميت، والثاني هو الحمل الحي. ومن الشكل ٩-٧٤ نجد أن $C = 0.588$ ، $Q = 0.300$.

من المعادلتين ٩-١٧ ، ٩-٢٢ ، نحصل على الحمل الكلي W :

$$W = 2\times3.14\times30^2\times0.3\times0.588+3.14\times30^2\times0.15(1-0)$$

$$= 997.0+423.9 = 1420.9\ t$$

ومن المعادلتين ٩-١٨ ، ٩-٢٢ نحصل على الضغط في اتجاه خطوط الطول T :

$$T = \frac{0.3\times30^{-2}}{9}\times\frac{0.588\times0.30}{1-0}+\frac{0.15\times30^{-2}}{2\times9}-0.3$$
$$= 5.29+2.25 = 7.54\ t/m^2$$

ومن المعادلتين ٩-١٩ ، ٩-٢٣ ، نحصل على القوة الحلقية H :

$$H = \frac{0.3\times30^2}{9}\left[0-\frac{0.588}{(1-0)\times0.3}\right]+\frac{0.15\times30^2}{2\times9}\times\frac{0-1}{0.3}$$
$$= -58.8-25 = -83.8\ t/m^2$$

مثال ٩-٩: لنفس البيانات المعطاة في المثال السابق، مطلوب حساب قوة الشد الحلقي.

الحل

نقوم بتقسيم الارتفاع البالغ 9.5 m إلى عشرة أجزاء متساوية، وعند دوائر العرض المناظرة لقيم g من 0.0 إلى 0.7 (انظر الجدول ٩-٤)، واحسب من المعادلة ٩-١٩ للحمل الميت ($w = 0.3\ t/m^1$).

$$H = \frac{wa^2}{b}\left[g-\frac{C}{(1-g^2)Q}\right]$$

ومن المعادلة ٩-٢٣ ، ولحمل حي ($w = 0.150$):

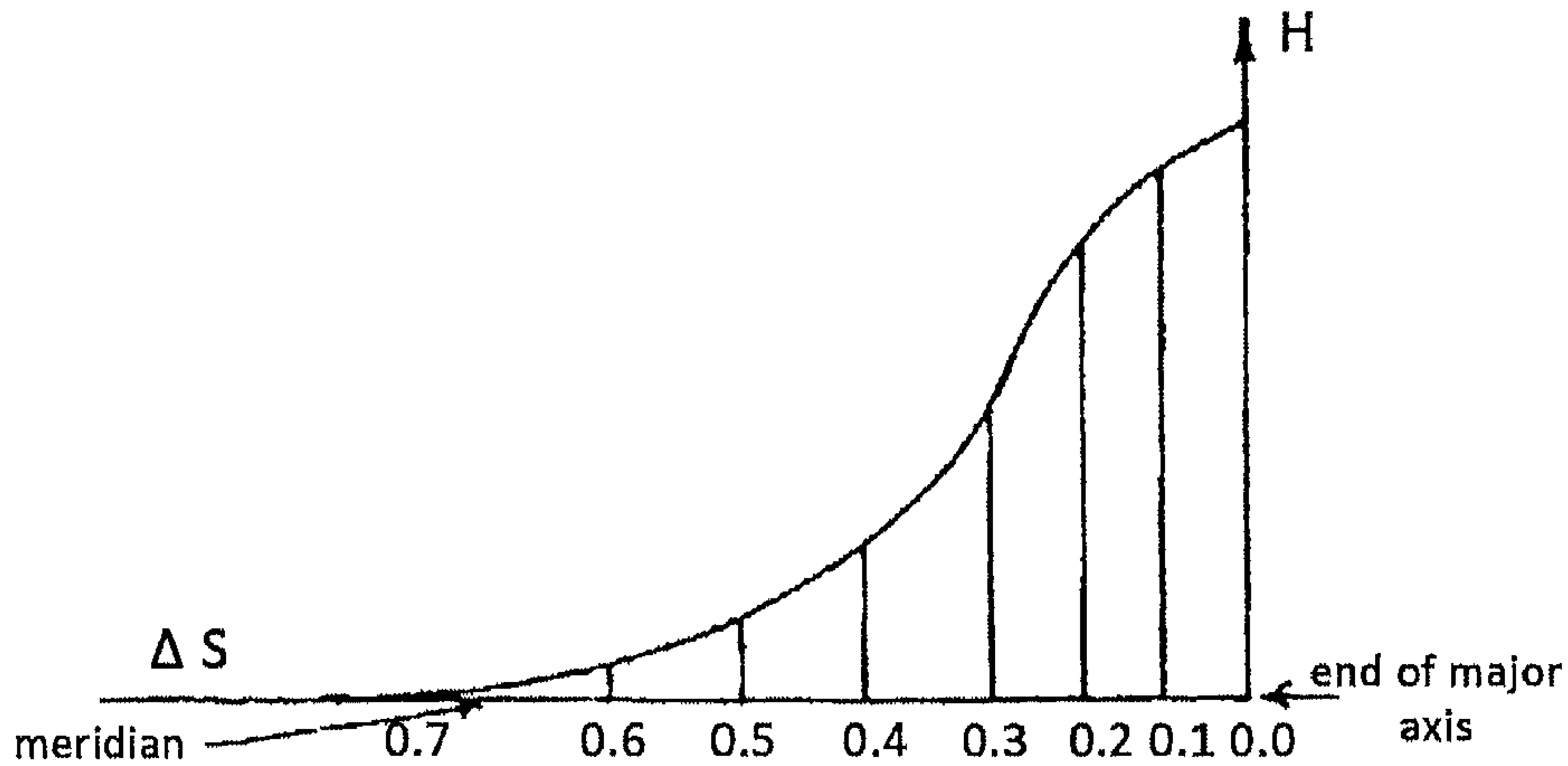
$$H = \frac{wa^2}{b}\times\frac{2g^2-1}{Q}$$

وهذه الحسابات يتم جدولتها رأسيًا. وبالإضافة إلى ذلك فإنه من الضروري لتحديد الطول بين نقاط التقاطع محسوبة على طول خطوط الطول. بتسمية كل طول Δs ، كما هو موضح بالشكل ٩-٧٥، نحصل على الآتي:

$$\Delta s = \frac{\Delta y}{\sin\theta} = \frac{aQ}{b\sqrt{1-g^2}} \times \Delta y$$

حيث $a = 30.0\ m$ ، $b = 9.0\ m$ ، $\Delta y = 0.9\ m$ ، لذلك فإن:

$$\Delta s = \frac{3Q}{\sqrt{1-g^2}}$$



الشكل ٩-٧٥: منحنى التوزيع

قيم Δs يمكن جدولتها أيضًا وتستخدم معًا في نفس الوقت مع قيم H للحصول على شكل مخطط لقوى الشد الحلقي (انظر الشكل ٩-٧٥). وبالرجوع إلى الجدول ٩-٤، والشكل ٩-٧٥.

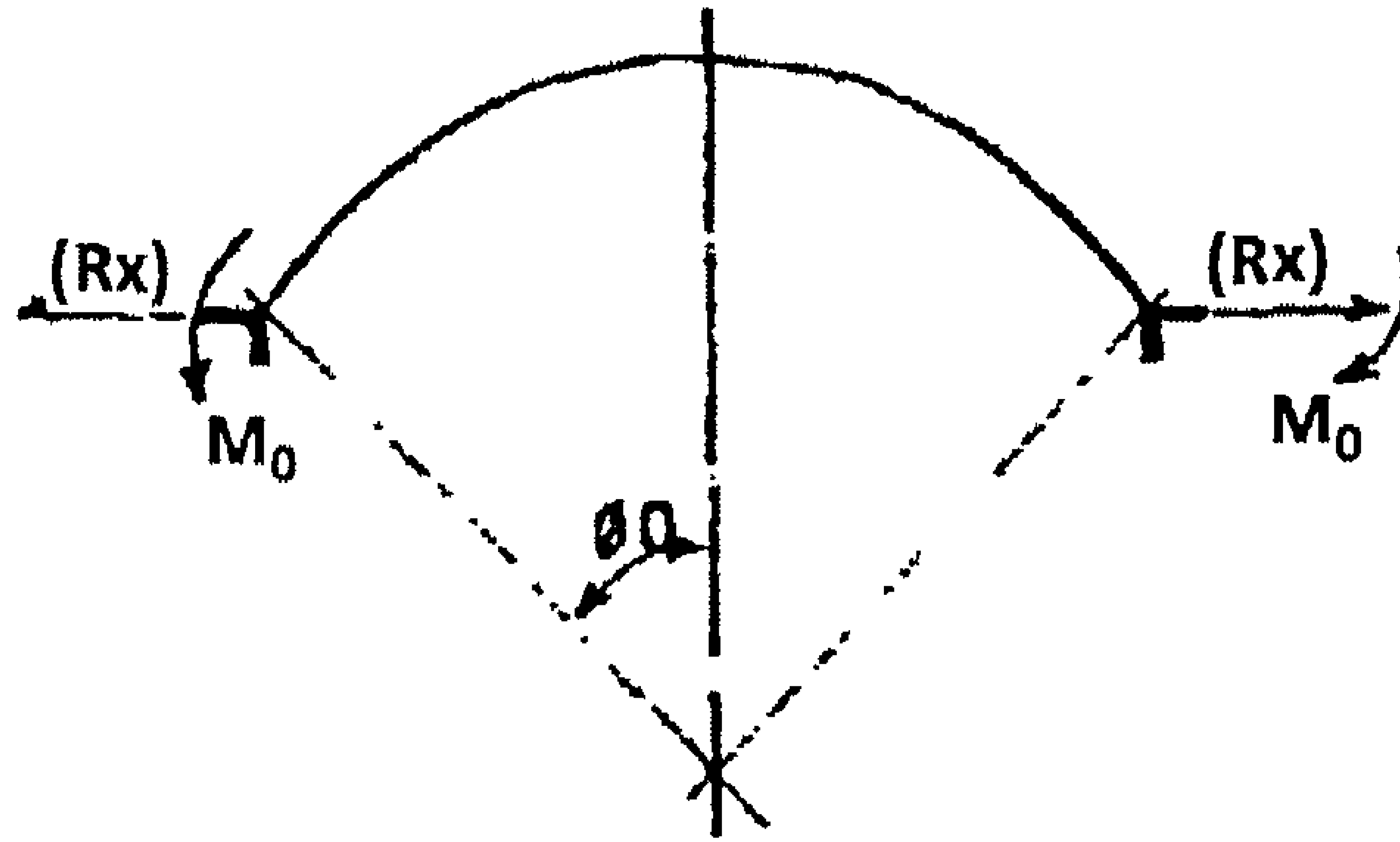
ملاحظة: المساحة أسفل المنحنى (الشكل ٩-٧٥) تمثل الشد الكلي الحلقي، وتوضح لنا توزيعه على طول خطوط الطول.

٩-٨ القباب سابقة الإجهاد

إن المهندسين المعماريين ذوي الفكر المتطور والحديث يفضلون استخدام القباب الكروية القصيرة ذات نسبة ارتفاع إلى البحر لا تزيد عن 1:7 إلى 1:8.

وهذه الأنواع من القباب ذات الارتفاعات القصيرة لديها ميزة هامة وهي أن الزاوية ϕ_0 يمكن أن نحتفظ بها أقل من 45° بحيث تكون كل مناطق القبة معرضة إلى قوى ضغط فقط تحت تأثير كل من الأحمال الميتة والحية. والقيم الأعلى للزاوية ϕ_0 من قيمة 45° يمكن رفضها أيضًا من وجهة النظر التنفيذية لأن هذه الأنواع من القباب سوف تحتاج إلى شدات خشبية علوية.

ولكن القباب القصيرة تنقل ضغوط عالية جدًا R_x إلى الحوائط أو الأعمدة الحاملة لهذه القباب. وكلما زاد قطر القبة، فإننا نحتاج إلى كمرات طرفية حلقية عند الطرف السفلي للقبة ذات أبعاد غير تقليدية، تقوم بامتصاص قيم قوى الضغط العالية R_x المنقولة إليها. ولتقليل عمق الكمرة الحلقية قدر الإمكان، فإنه يمكننا عمل هذه الكمرة الحلقية من مادة الخرسانة سابقة الإجهاد prestressed concrete.



الشكل ٩-٧٦: قطاع رأسي

إن الكمرة الحلقية يمكن عملها من مادة الخرسانة سابقة الإجهاد بواسطة إحاطتها بأسلاك حديدية بواسطة ماكينات خاصة بعمل سبق الإجهاد حسب الشركات المنفذة للمشروع. ومن هذه الأنواع ماكينات تقوم بعمل شد هذه الأسلاك بقوة ثابتة تساوي $10000\ kg/cm^2$.

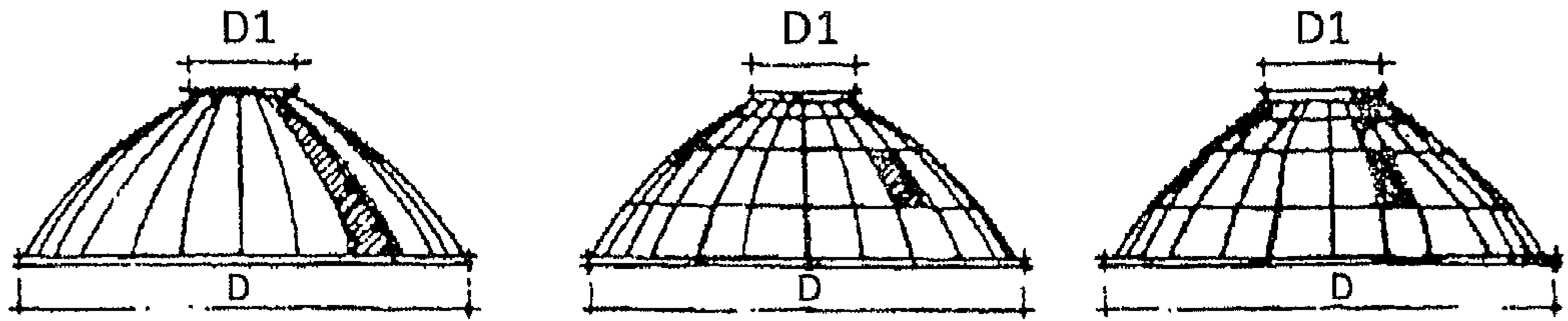
إن هذه الأسلاك المستخدمة في عمل سبق الإجهاد عادة ما يكون قطرها 0.41 cm، ويتم استخدام غطاء خرساني يساوي 7.5 cm في المعتاد لحماية هذه الأسلاك الحديدية.

إن الترخيم الرأسي للكمرات الحلقية يمكن إهماله بآمان كامل، ويكون التصميم سليمًا ولا يتأثر بصورة خطيرة على المنشأ.

ولمزيد من التفاصيل، يمكن للقارئ الرجوع إلى المرجع رقم 18.

٩-٩ القباب سابقة التجهيز

إن القباب يمكن تصنيعها في مصانع الخرسانات سابقة التجهيز، ونقلها إلى المواقع، وتركيبها هناك بواسطة أساليب خاصة تعتمد على نوع الشركة المنفذة. كما يمكن أن تكون القباب سابقة التجهيز وسابقة الإجهاد في وقت واحد.



الشكل ٩-٧٧: أنواع مختلفة من القباب سابقة التجهيز

في الشكل ٩-٧٧ يمكن أن نشاهد أنواع لنماذج تقسيم مختلفة للقباب سابقة التجهيز أو سابقة الصب وهي كالتالي:

(أ) القبة تتكون من عناصر أعصاب مقوسة في اتجاه خطوط الطول.

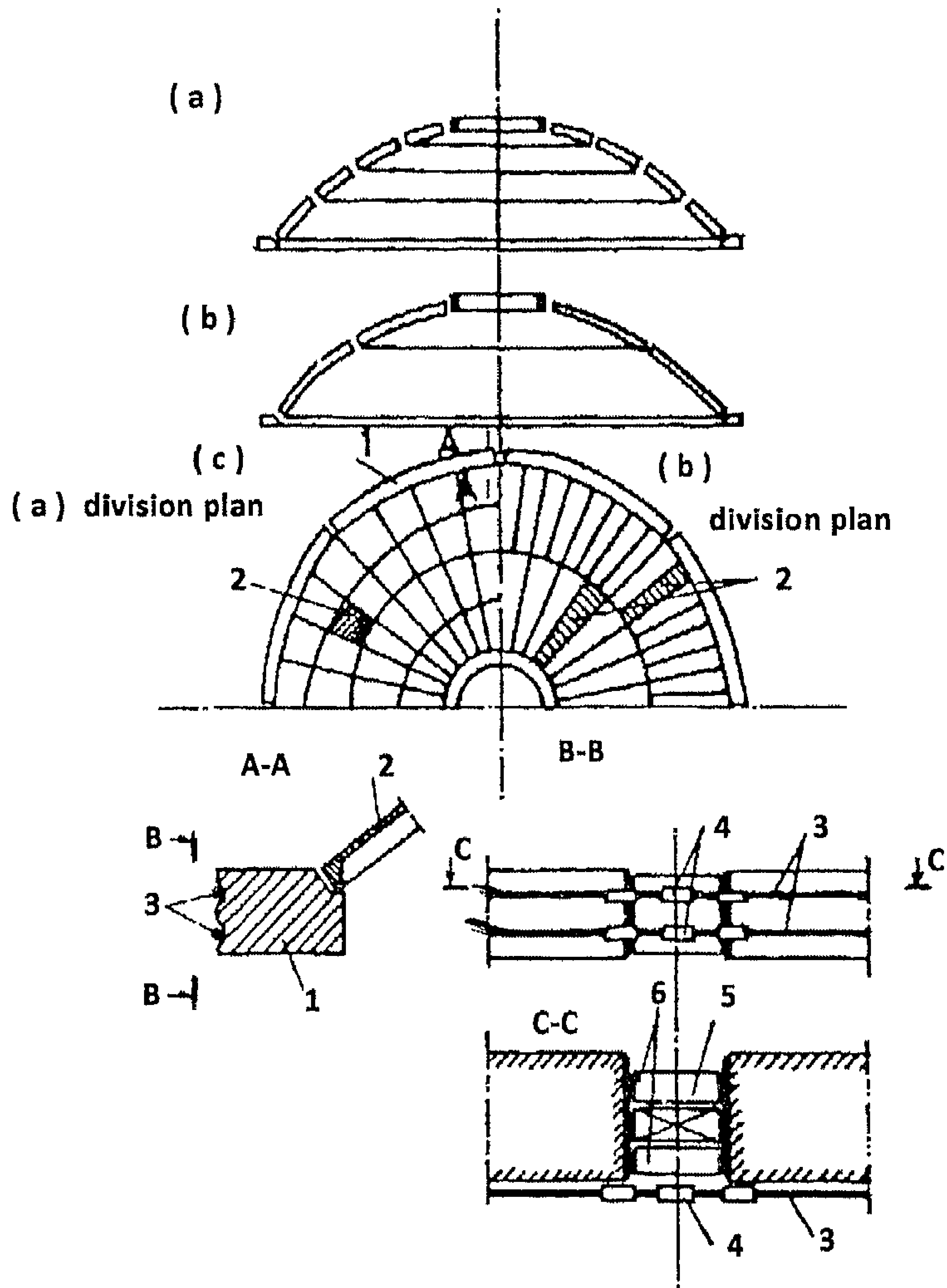
(ب) القبة مكونة من بواكي ذات أعصاب منحنية على أشكال شبه منحرف.

(جـ) القبة تتكون من ألواح بلاطات مستوية ذات أشكال شبه منحرف.

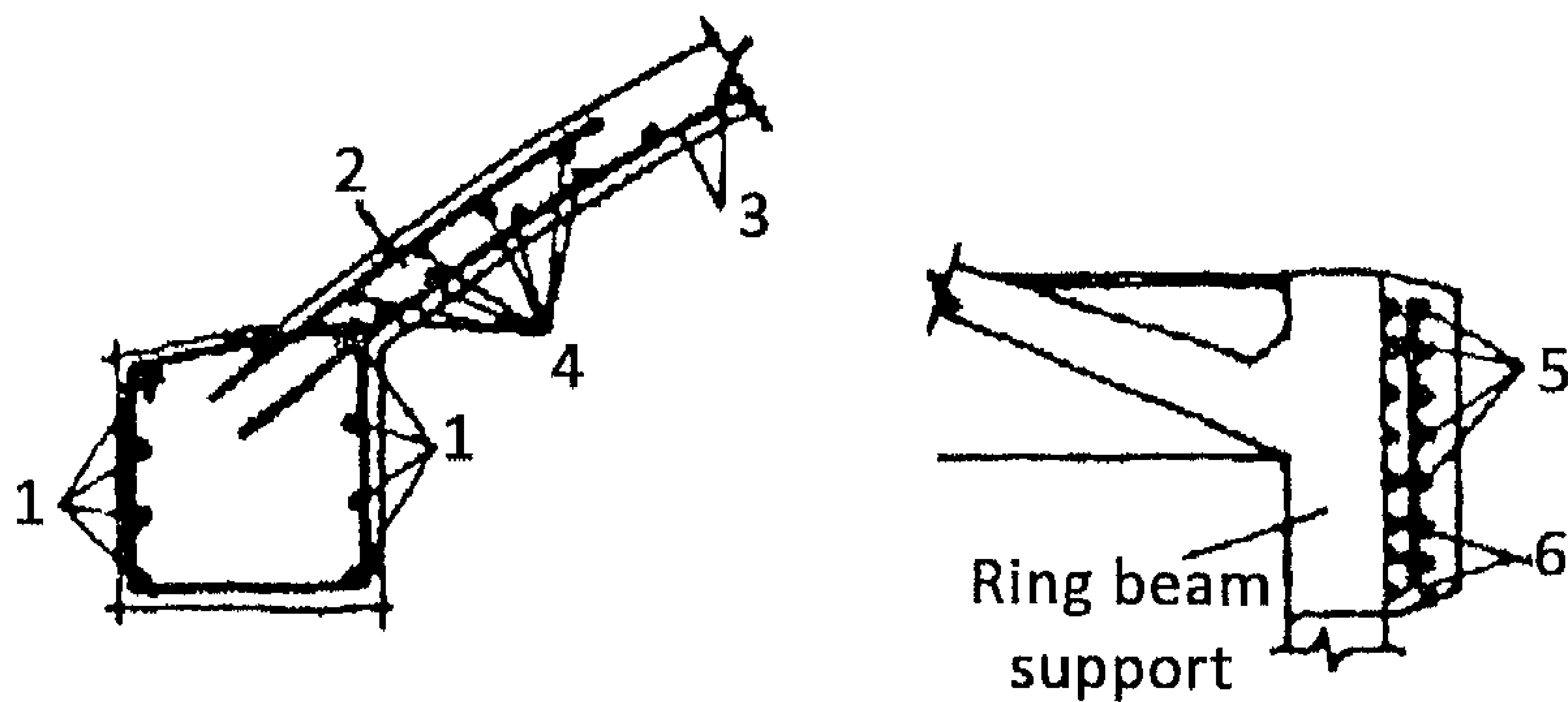
وفي القشريات المكونة من عناصر سابقة التجهيز نستخدم أعصاب تقوية تُصنع على شكل حواف تقوية.

في الشكل ٩-٧٨ سوف نقوم بشرح بواسطة مساقط أفقية وقطاعات الفرق بين طرق الإنشاء المختلفة للقباب سابقة التجهيز أو سابقة الصب. في الشكل ٩-a٧٨ سوف نرى شكل قطاع عرضي لقبة مكونة من عناصر مستوية شبه منحرفة.

- قطاع عرضي لقبة مكونة من عناصر منحنية خطيًا.
- تقسيم القبة إلى مركبات من عناصر (ألواح) سابقة الصب والتجهيز.
- تفاصيل تسليح الكمرة الحلقية المرتكزة عليها القبة سابقة الصب.
- السطح الذي على شكل قبة يتم تركيبه في مبنى صناعي في أوروبا (القشريات مكونة من عناصر قطرية سابقة الصب):
  - عنصر سابق الصب لركيزة كمرة حلقية.
  - عنصر سابق التجهيز للقشرة.
  - التسليح سابق الإجهاد.
  - النهاية الطرفية اللازمة لحبس وتثبيت حديد التسليح اللازم لسبق الإجهاد.
  - العنصر اللازم لعمل سبق الإجهاد.
  - حشو خرساني يلزم عمله بعد إجراء عملية سبق الشد وسبق الإجهاد.



الشكل ٩-٧٨: تفاصيل إنشائية

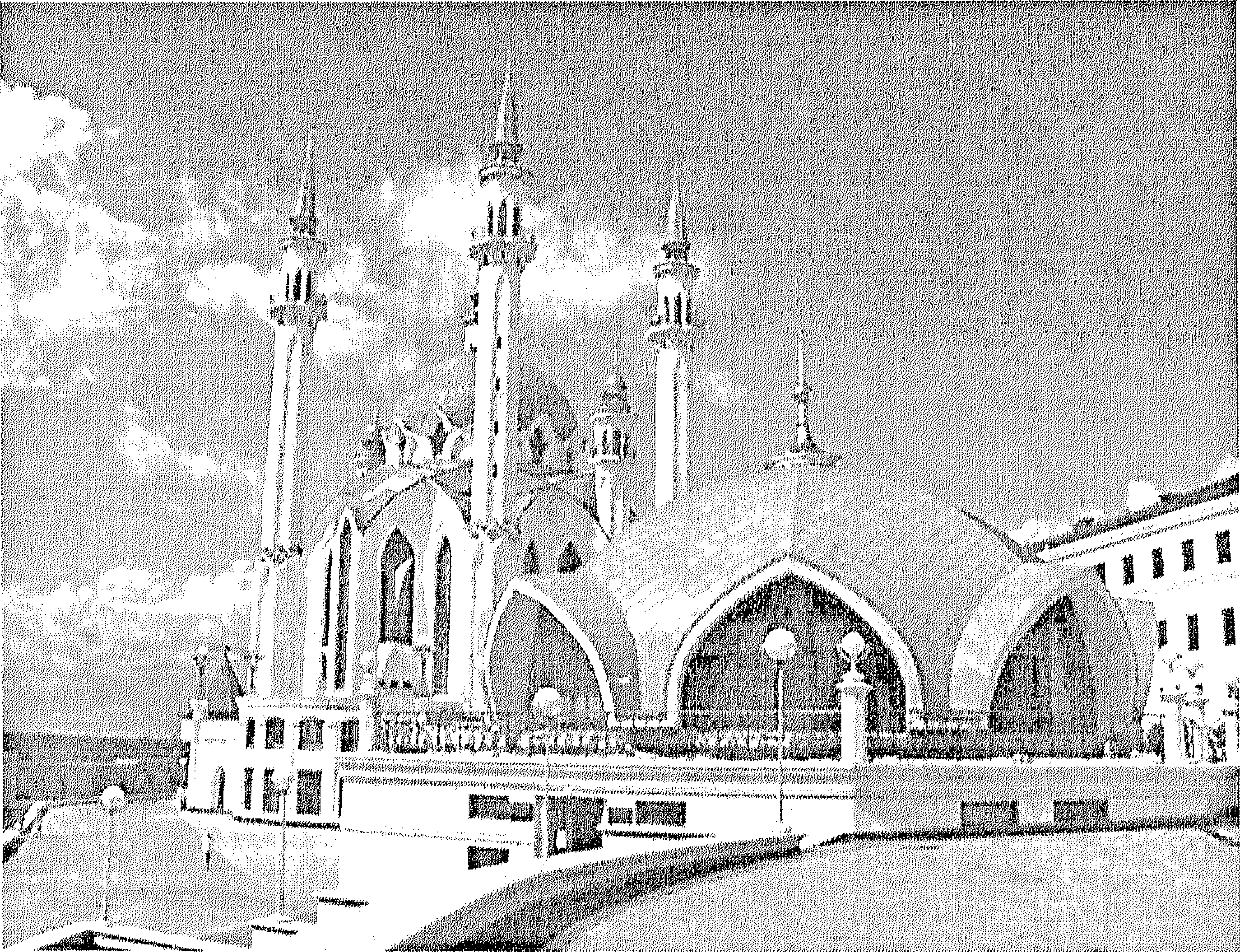


الشكل ٩-٧٩: تفاصيل الكمرة الطرفية

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿وَإِذْ بَوَّأْنَا لِإِبْرَاهِيمَ مَكَانَ الْبَيْتِ أَن لَّا تُشْرِكْ بِي شَيْئًا وَطَهِّرْ بَيْتِيَ لِلطَّائِفِينَ وَالْقَائِمِينَ وَالرُّكَّعِ السُّجُودِ﴾

[الحج: ٢٦]



١٠

المسجد ذو السقف الهرمي

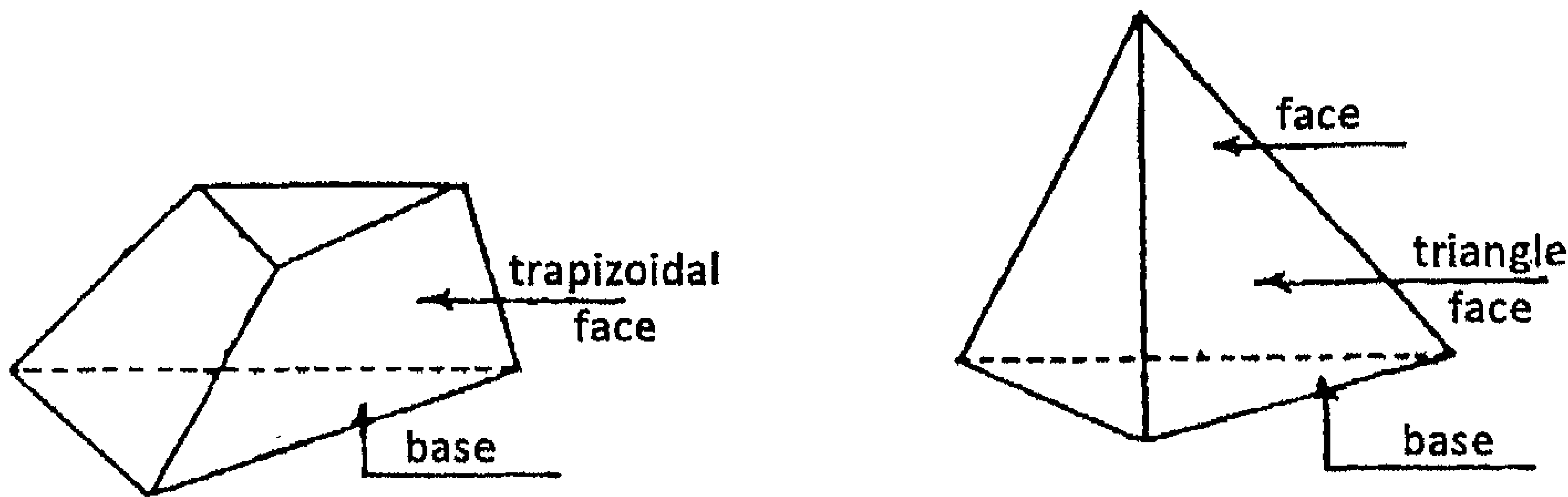
١٠-١ مقدمة

إن القاعة الرئيسية للمسجد أو الفانوس المغطي لها يمكن أن يتم تغطيتهما بواسطة سقف هرمي. إن هذا النوع من المساجد يستخدم حديثًا بتوسع في مصر بدلاً من أسقف القباب الخرسانية للمساجد. إن المهندسين المعماريين تعتبر هذا النوع نموذج حديث متطور، أما نموذج المساجد ذات القباب فأصبح نموذج تقليدي من الآثار القديمة.

١٠-٢ السقف الهرمي

إن السقف الهرمي من أنواع المنشآت القشرية shells، حيث يكون فيه الإجهادات الرئيسية داخل الغشاء الخرساني قوى عمودية محورية axial normal forces، وتكون فيه قيم عزوم الانحناء قليلة جدًا.

وطبقًا للأشكال التوضيحية المرفقة، يمكننا تقسيم الأهرامات إلى هرم مثلثي وهرم شبه منحرف، وذلك باعتبار شكل أوجه الهرم (انظر الشكل ١٠-١).



الشكل ١٠-١

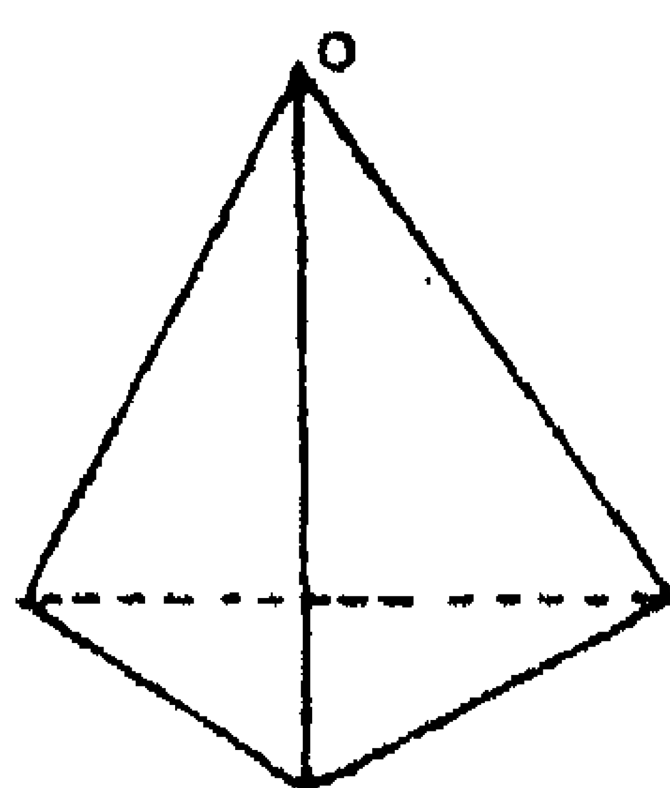
ولكن باعتبار شكل قاعدة الهرم ومسقطه الأفقي يمكننا تقسيم الهرم إلى أربعة أقسام:

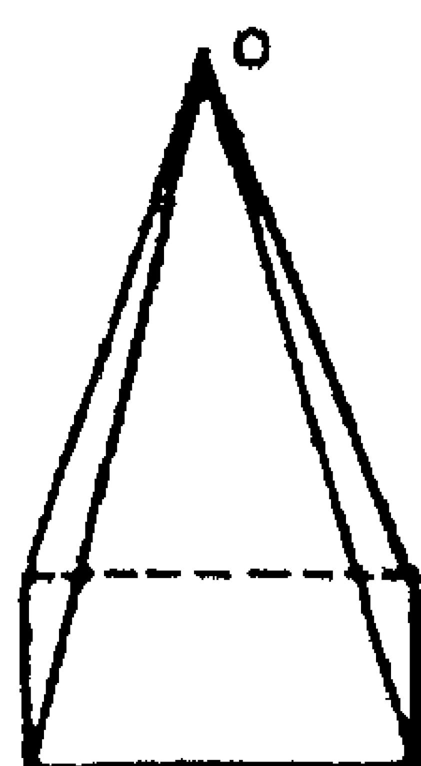
١. هرم مثلث.
٢. هرم مربع.
٣. هرم مستطيل.
٤. هرم متعدد الأضلاع للقاعدة.

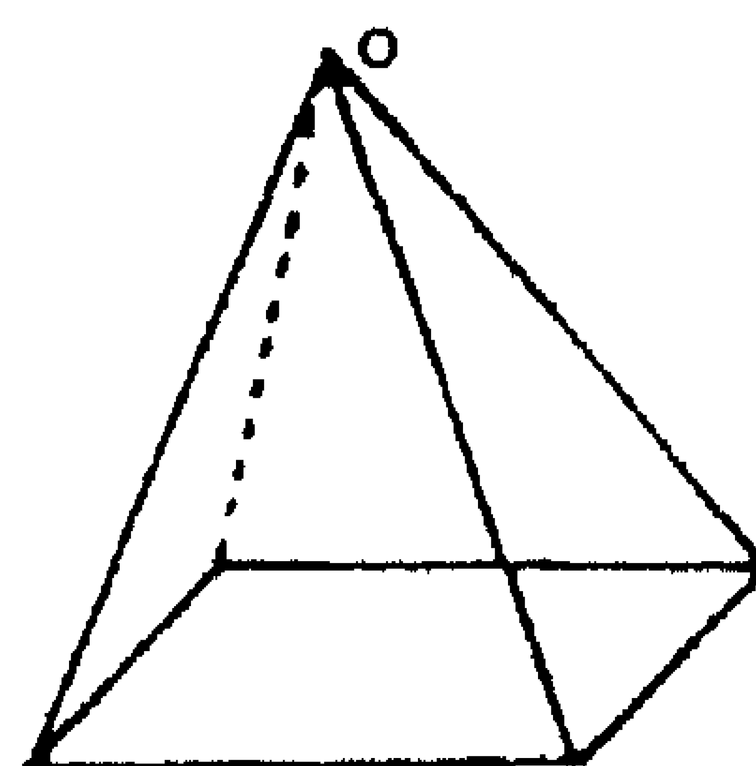
بالرجوع إلى الشكل ١٠-٢، فإن الشكل متعدد الأضلاع للهرم ينقسم إلى قسمين:

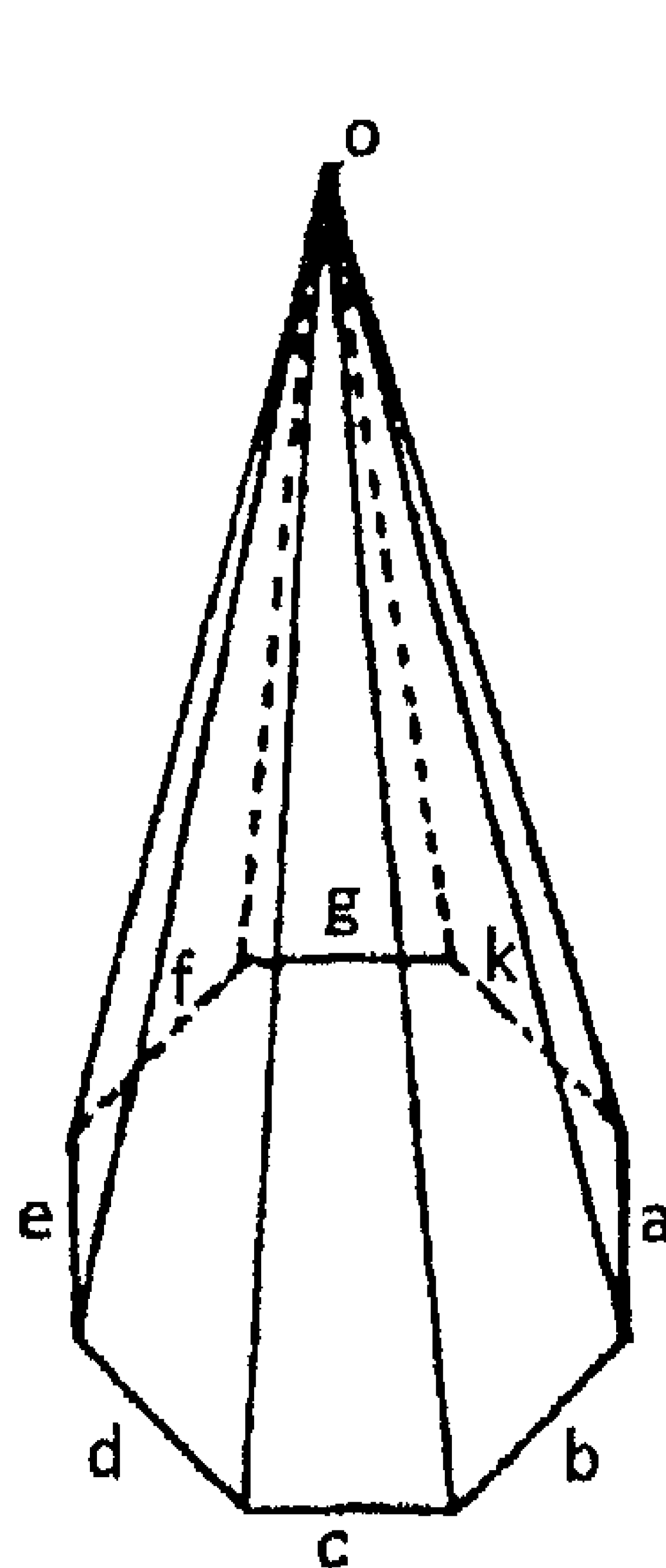
١. نوع ذو أوجه متساوية.
٢. نوع ذو أوجه غير متساوية.

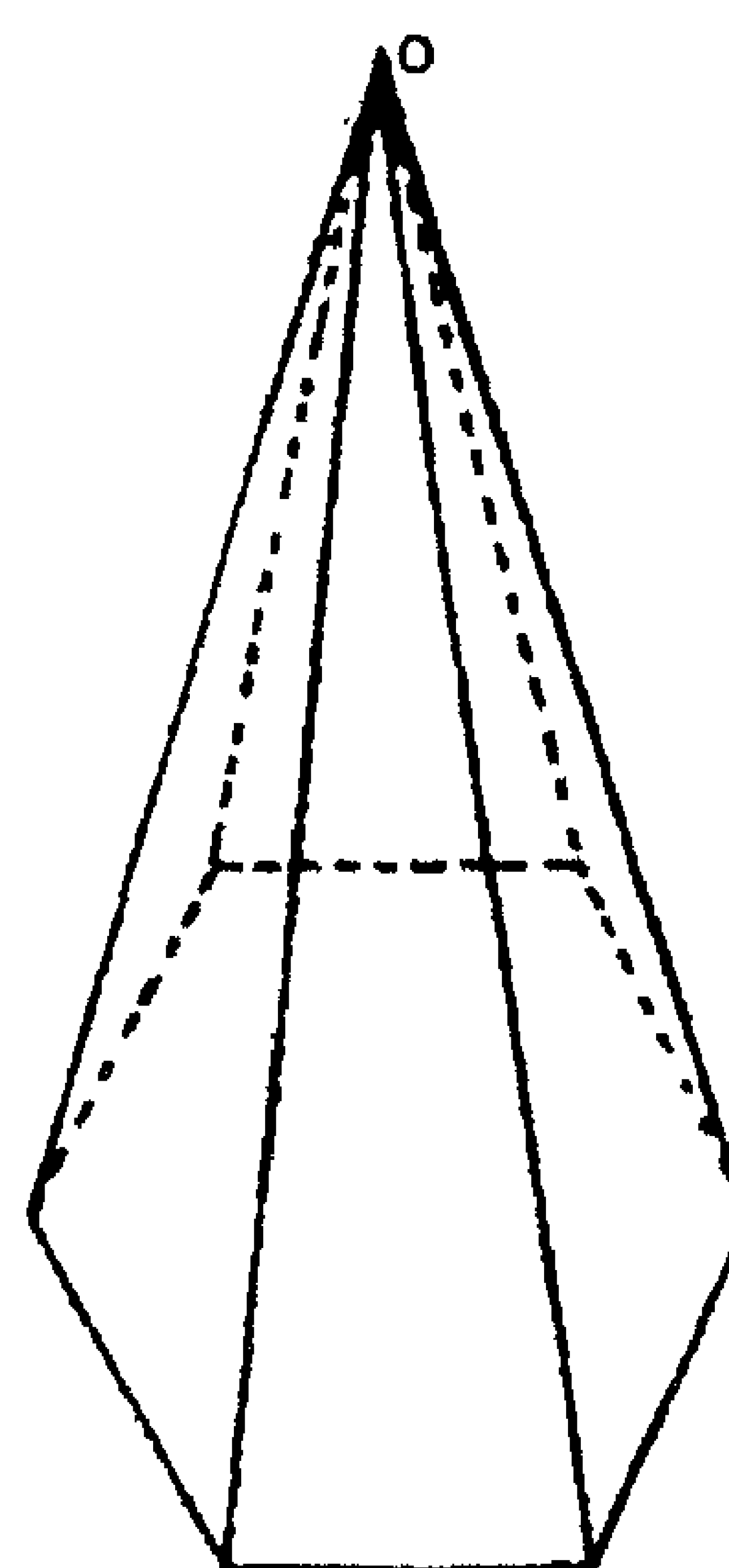
وكل من النوعين مستخدمين بتوسع وذلك لشكلهم الجميل وحداثة نموذج كل منهما.

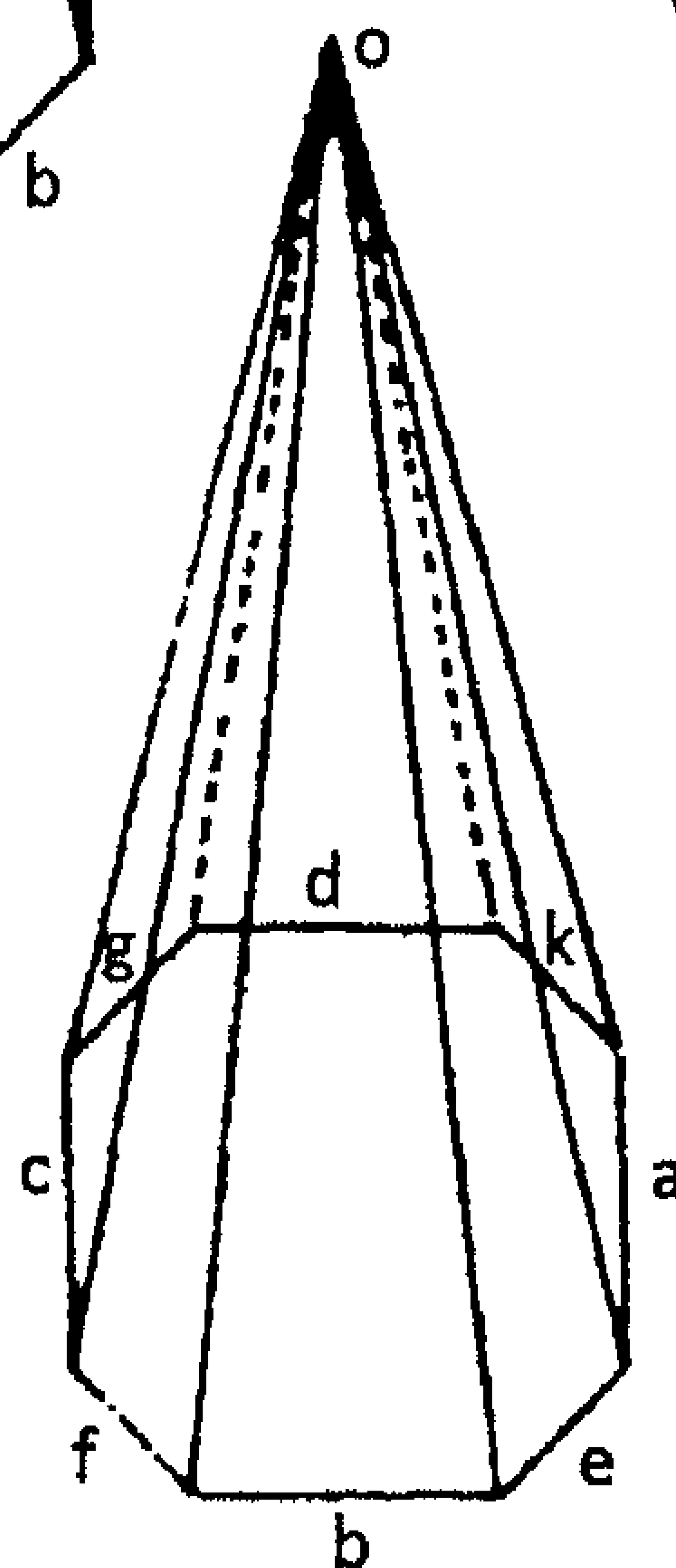












الشكل ١٠-٢: أنواع مختلفة من الأهرامات

إن السقف الهرمي سوف يكون محاطًا عند قاعدته بواسطة كمرة طرفية لها نفس شكل قاعدة الهرم في المسقط الأفقي. إن الكمرة الطرفية سوف ترتكز على أعمدة قصيرة في أركان الكمرة أو فيما بين بحور تلك الكمرة المربعة الشكل أو المستطيلة الشكل وخلافه. وأيضًا فإن هذه الأعمدة القصيرة يمكن تحميلها على كمرات رئيسية main girds أو إطارات خرسانية frames أو كمرات متقاطعة panelled beams على طول بحور تلك الإطارات أو الكمرات المتقاطعة أو على طول البحور الواصلة بين أعمدة الصالة الرئيسية للمسجد.

١٠-٣ التحليل الإنشائي للسقف الهرمي

إن الأحمال الرئيسية التصميمية للهرم تكون أحمال رأسية كالتالي:

١. الأحمال الميتة (الوزن الذاتي).
٢. الأحمال الحية في حدها الأدنى ($50\ kg/m^2$).
٣. حمل يوازي وزن 2 cm على الأقل من البياض أو اللياسة الأسمنتية (وزنها $50\ kg/m^2$).

الوزن الذاتي: $\therefore\ o.w = 0.12 \times 2.5 = 0.3\ t/m^2$

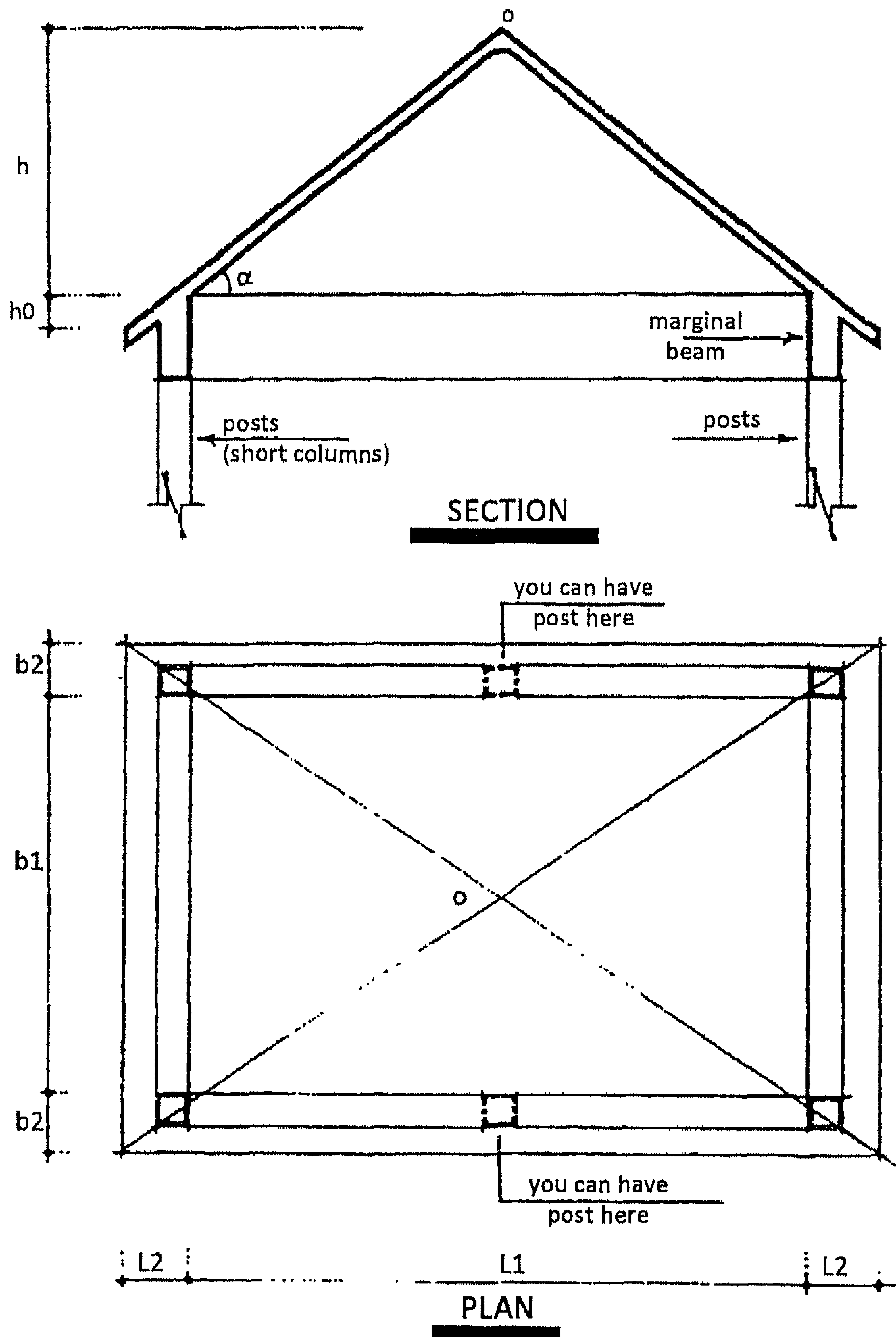
حيث $t = 12\ cm$ افتراضيًا.

ولذلك، فإن الحمل الرأسي الكلي W على السقف النهائي يساوي:

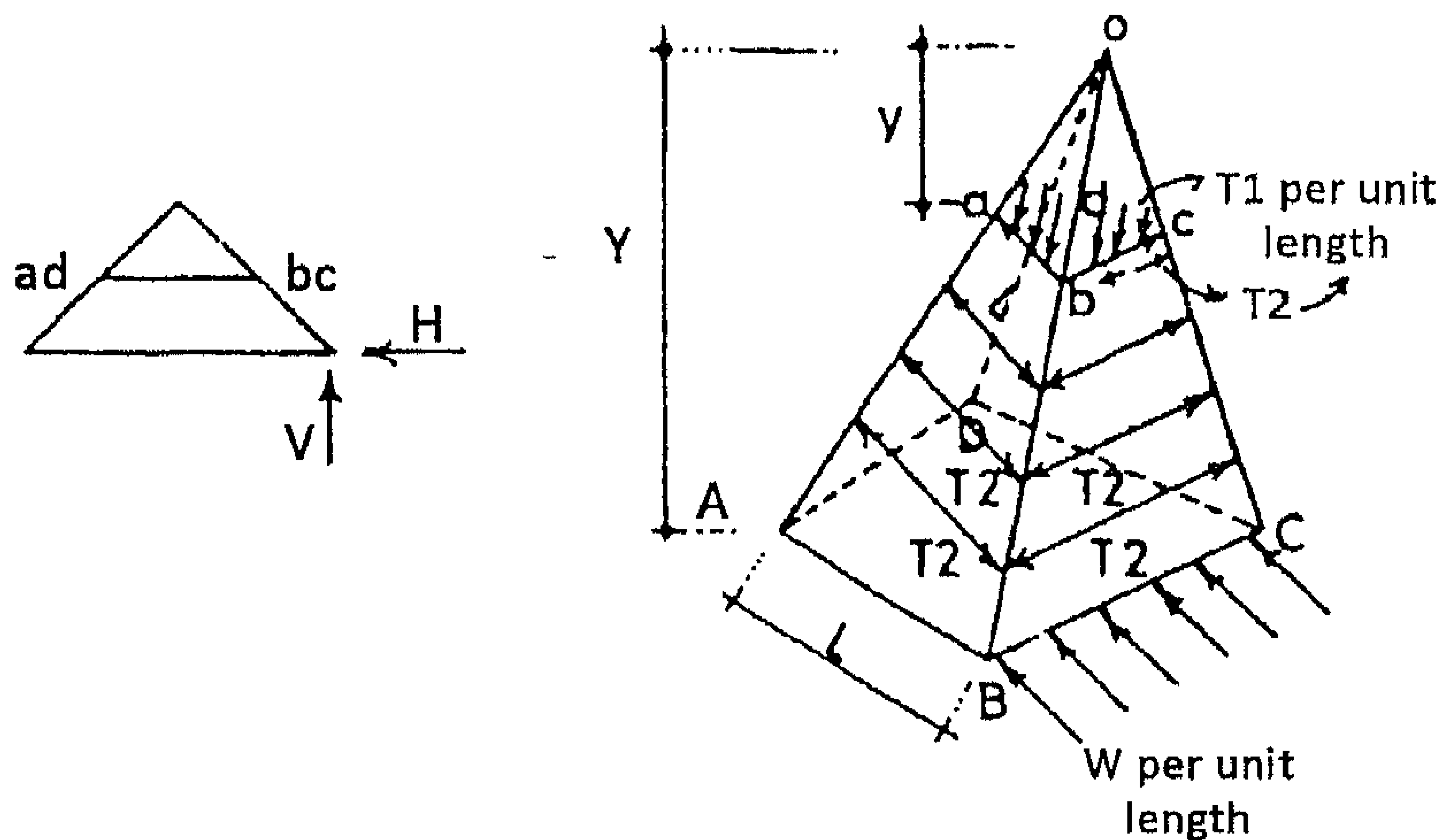
$$W = 0.3 + 0.05 + 0.05 = 0.4\ t/m^2$$

وتحت تأثير الأحمال الرأسية فإن سطح الهرم، كما هو موضح بالشكل ١٠-٣، يكون معرضًا لثلاثة أنواع من الأفعال الانفعالية straining action أو القوى الداخلية internal forces:

١. القوى داخل خطوط الطول meridian forces T_1، وهي قوى مائلة تعمل على طول جوانب الهرم ذات الشكل المثلثي، وتكون عبارة عن قوى ضغط.
٢. قوى عرضية أفقية T_2، وتكون أيضًا قوى ضغط.
٣. عزوم الانحناء، وتكون لكل من الاتجاه الأفقي والمائل لأسطح مستويات المثلثات.

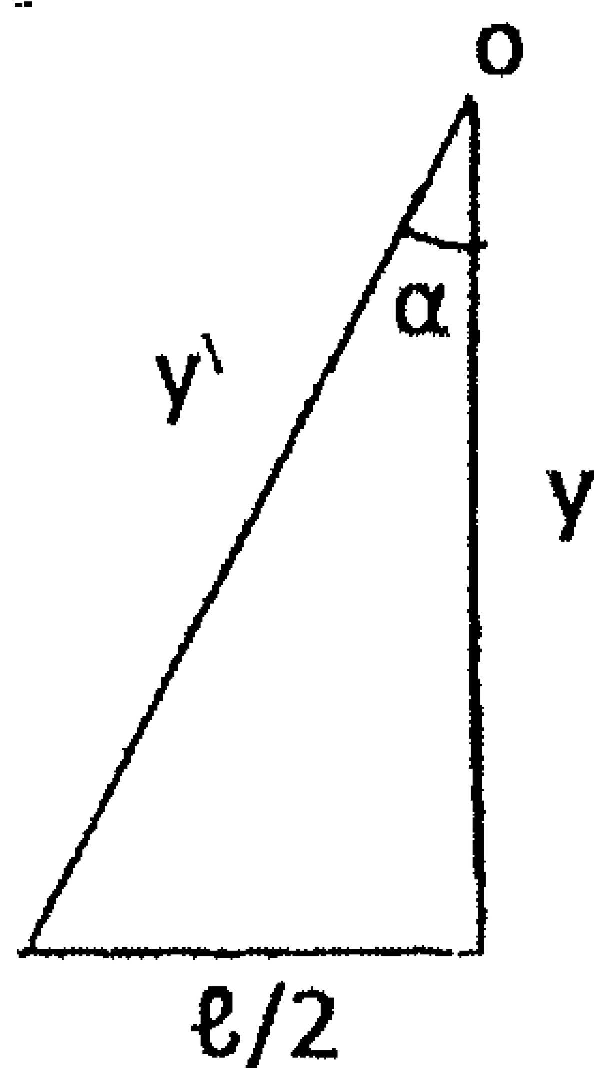


الشكل ١٠-٣: تفاصيل سقف هرمي (أبعاد خرسانية)



الشكل ١٠-٤: شكل مجسم للهرم

١٠-٣-١ القوى في اتجاه خطوط الطول



الشكل ١٠-٥: توزيع القوى والانفعالات

وتكون قيمتها T_1 عند أي عمق متوسط مسافته تبعد y عن القمة O في هرم تكون جوانبه تصنع زاوية α مع الاتجاه الرأسي يتم حسابه عن طريق مساواة المركبات الرأسية للقوى في اتجاه خطوط الطول T_1 بقيمة الأحمال الرأسية للجزء أعلى هذا الارتفاع y.

لذلك فإنه إذا كانت أوزان الهرم g لكل وحدة مساحة، فإن الجزء المثلث أعلى الخط ab يعطينا قيمة w كالآتي:

$$w = \frac{1}{2} g L y$$

حيث:

$$L = 2 y \tan\alpha$$

$$y^{\backslash} = \frac{y}{\cos\alpha}$$

حيث y = ارتفاع أي سطح مثلث مائل بين O والخط ab أو الخط bc.

إن المركبة الرأسية للقوة T_1 في اتجاه خطوط الطول على طول جانب واحد تعطى بالقيمة $T_1 L\cos\alpha$، لذلك فإن:

$$\frac{1}{2} g L y^{\backslash} = T_1 L\cos\alpha$$

أو
$$\frac{1}{2} g \frac{y}{\cos\alpha} = T_1 \cos\alpha$$

أو
$$T_1 = \frac{1}{2} g \frac{y}{\cos^2\alpha}$$

أو
$$T_1 = \frac{gL}{4\sin\alpha\cos\alpha}$$

على طول الخط الذي فيه طول القاعدة تكون L تحت تأثير الحمل الميت g لكل وحدة مساحة. إن القوة في اتجاه خطوط الطول تكون لكل وحدة عرض عند أي مستوى متوسط للطول عند القاعدة L.

للحمل الحي لكل وحدة مساحة على المسقط الأفقي $p\ t/m^2$ سوف نحصل على:

$$\frac{pL^2}{4L} = \frac{T_1}{\cos\alpha}$$

أو
$$T_1 = \frac{pL}{4\cos\alpha}$$

١٠-٣-١ قوة الضغط الأفقي T_2

تكون هذه القوة موجودة على كل المستويات المتوسطة، مثل القوى الحلقية في القبة والمخروط كما سبق شرحه في الفصول السابقة للأسقف القشرية. وهذه القيمة يمكن حسابها بالطريقة التالية:

نعتبر عنصر شريحة بطول ds مقطوعة من المنشأ بواسطة مستويين أفقيين؛ الأول abcd على مسافة y مقاسة من القمة O، والمستوى الثاني efgh على عمق $y+dy$ مقاسة من القمة O (يُرجع في ذلك إلى الشكل ١٠-٦).

إن المركبة الأفقية للقوى T_1 تكون $T_1 \sin\alpha$ تحدث ضغط إلى الخارج على جزء العنصر ds. وتكون المركبة الأفقية للضغط عند الركيزة $T_1 + dT_1$ تحدث ضغط إلى الداخل inward thrust.

الشكل ١٠-٦: شكل مجسم للهرم الناقص بعد القطاع الأفقي

إن القوة إلى الخارج لشريحة عرضها ds

$$= T_1 (\sin\alpha) 2 y \tan\alpha$$

ولكن:

$$T_1 = \frac{g y}{2\cos^2\alpha}$$

إذًا تكون القوة إلى الخارج للشريحة

$$= \frac{g y}{2} \times \frac{\sin\alpha}{\cos^2\alpha} \times 2 y \tan\alpha$$

وتكون القوى إلى الداخل نتيجة $T_1 + dT_1$ لشريحة ds

$$= (T_1 + dT_1)\sin\alpha L = (T_1 + dT_1)(\sin\alpha) \times 2(y + dy)\tan\alpha$$

إن المحصلة الصافية لهاتين القوتين تكون ضغط إلى الخارج على عرض = ds. وهذه تُقاوم بواسطة ردين فعلين أفقيين متساويين في مستويين متعامدين (على زاوية قائمة). ولنفرض أن قيمة محصلة رد الفعل هذه تكون T، ولكل وحدة عرض من الشريحة، فإن الضغط الأفقي الحادث في المستويات المجاورة تكون لذلك كالتالي:

$$T_2\, ds = (T_1 + dT_1)\sin\alpha (y + dy)\tan\alpha - T_1 \sin\alpha \times y \tan\alpha$$

$$\therefore \quad \frac{T_2\, ds}{\cos\alpha} = d(T_1 \sin\alpha \times y \tan\alpha)$$

وحيث إن الحمل الميت g يساوي مجموع الوزن الذاتي ووزن الأرضيات، فإن:

$$T_1 = \frac{g y}{2\cos^2\alpha}$$

$$\therefore \quad \frac{T_2}{\cos\alpha} = \frac{d}{dy}\left(\frac{g\,y}{2\cos^2\alpha}\times y\sin\alpha\tan\alpha\right)$$

ولكن

$$\tan\alpha = \frac{\sin\alpha}{\cos\alpha}$$

$$\therefore \quad \frac{T_2}{\cos\alpha} = \frac{d}{dy}\left(\frac{g}{2}y^2\frac{\tan^2\alpha}{\cos\alpha}\right)$$

$$\therefore \quad T_2 = \frac{g}{2}\times 2y\tan^2\alpha = g\,y\tan^2\alpha$$

أو

$$T_2 = 0.5\,g\,L\tan\alpha \qquad (١٠-١)$$

لذلك فإن المعادلة ١٠-١ تعطينا المقدار لقيمة الضغط الأفقي العرضي T عند أي عمق y مقاسًا من القمة نتيجة الأحمال الميتة g لكل وحدة مساحة (مقارنة بها مع القوى الحلقية في منشآت القباب القشرية المذكورة في الباب التاسع من هذا الكتاب).

وللأحمال الحية p لكل وحدة مساحة أفقية يكون لدينا:

$$T_1 = \frac{pL}{4\cos\alpha}$$

ولكن

$$L = 2y\tan\alpha$$

$$\therefore \quad T_1 = \frac{p(2y\tan\alpha)}{4\cos\alpha} = \frac{p\,y\tan\alpha}{2\cos\alpha}$$

لذلك فإن:

$$\frac{T_2}{\cos\alpha} = \frac{d}{dy}\left(\frac{p\,y\tan\alpha}{2\cos\alpha}y\sin\alpha\tan\alpha\right)$$

$$\therefore \quad T_2 = p\,y\tan^2\alpha\sin\alpha$$

أو

$$T_2 = \frac{1}{2}pL\tan\alpha\sin\alpha \qquad (١٠-٢)$$

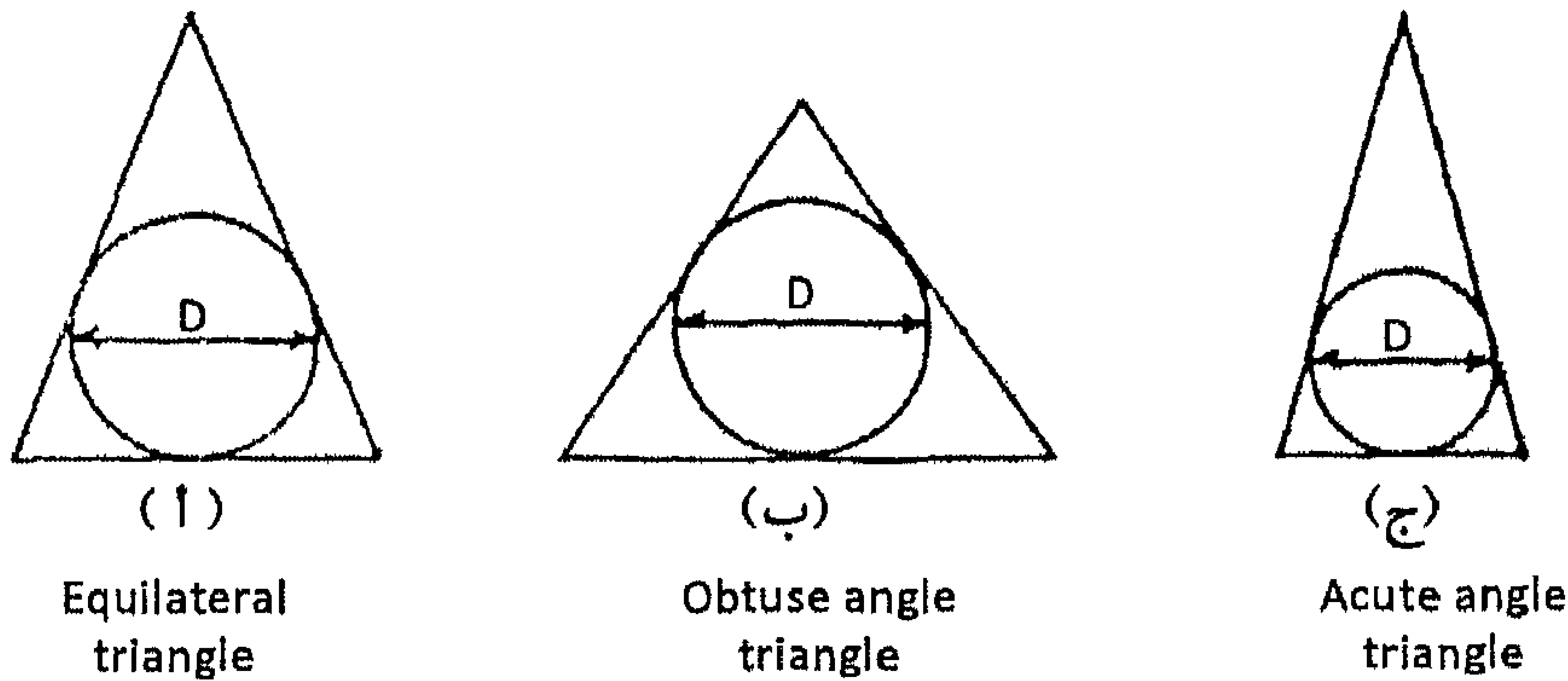
١٠-٣-٢ عزوم الانحناء في الألواح الهرمية

لأن أوجه الهرم تكون ألواح (وليست قشرة أو سطح دوران) لذلك فسوف يكون هناك عزوم انحناء تعمل على هذه الألواح. إن العزم الأقصى للانحناء سوف يكون عند الأركان وعند نقاط

أقصى ترخيم deflection، والتي تكون تقريبًا موجودة عند مركز الضغط.

سؤال: ما هو مركز الضغط؟

الإجابة: هو تقريبًا مركز الدائرة التي يمكن رسمها مماسة داخليًا لكل جوانب اللوح (انظر الشكل ١٠-٧).



الشكل ١٠-٧: أنواع مختلفة من الألواح الهرمية

إن الحل الأكيد الحسابي لعزم الانحناء داخل الألواح المثلثة (البلاطات) يكون معقدًا في حالة التصميم العملي، لذلك فإننا يجب علينا ابتكار طرق حلول تقريبية.

الحل التقريبي الأول

إن الحل التقريبي يكون لتقدير نهائي للبحر الفعال للبلاطة المثلثة المكافئة لبلاطتنا المثلثة المراد تصميمها. ولغرض الحسابات التصميمية العملية فإن البحر الفعال يمكن أن يكون هو القطر للدائرة المرسومة داخل المثلث مماسة لجميع جوانبه (انظر الشكل ١٠-٧).

كما يمكنك أن تلاحظ أننا سوف يكون لدينا نوعين من عزوم الانحناء:

١. عزم انحناء يقع في الاتجاه الأفقي للبلاطة.

٢. عزم انحناء يقع في الاتجاه المائل للبلاطة.

ولحساب كل من النوعين المذكورين أعلاه من عزوم انحناء تصميمية، يمكننا اعتبار أن هناك ثلاثة أنواع مشهورة من حالات المثلثات ومكافئات هذه المثلثات تكون كما يلي:

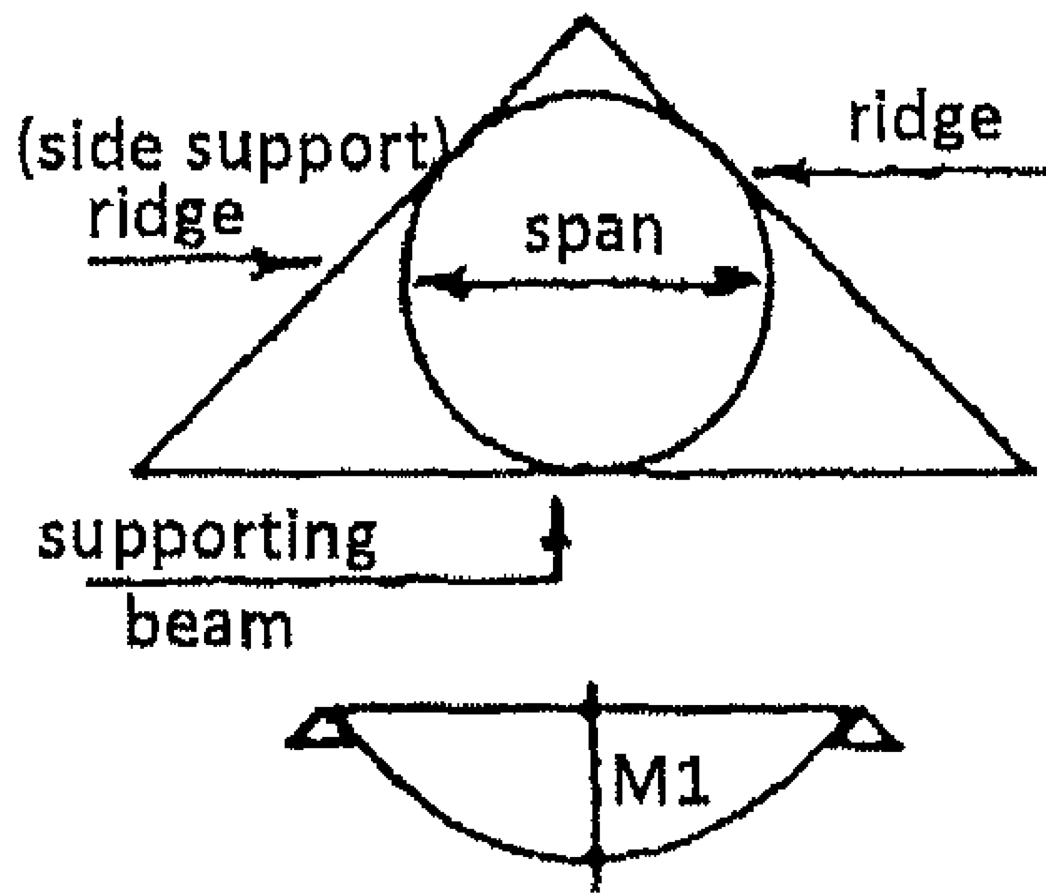
- الحالة الأولى: باكية تقريبًا تساوي مثلث متساوي الأضلاع.

- الحالة الثانية: باكية لها زاوية قمة منفرجة.
- الحالة الثالثة: باكية لها زاوية قمة حادة.

الحالة الأولى: باكية تقريبًا تساوي مثلث متساوي الأضلاع

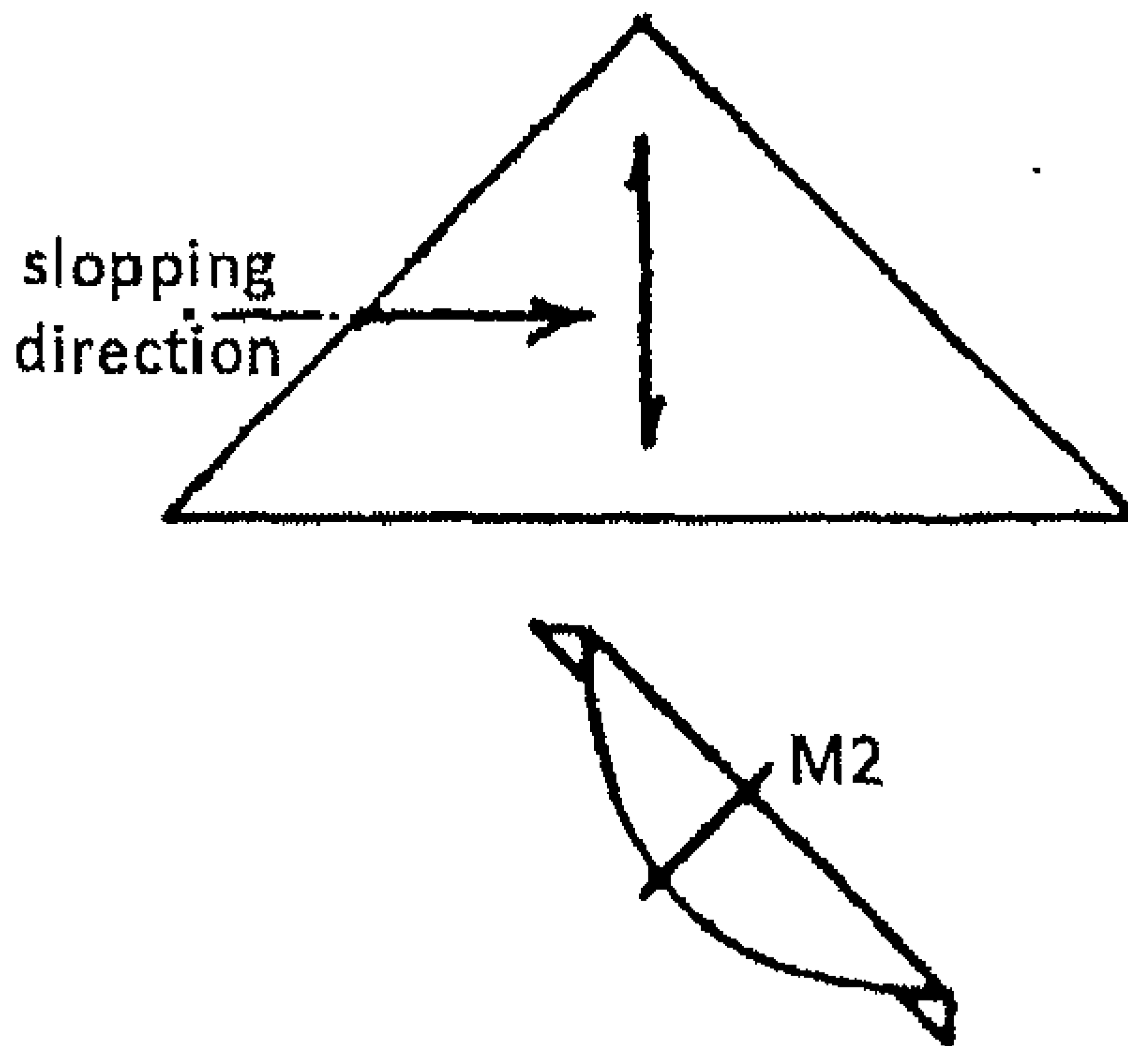
وتكون حالات الركائز كالتالي:

١. تثبيت غير محدد للبلاطة عند الحافة السفلية على طول الكمرات الحاملة لها.
٢. الاستمرارية في الاتجاه الأفقي على طول الحواف مشكلة الركائز الجانبية.



الشكل ١٠-٨: عزم الانحناء في الاتجاه القطري

فإذا قارنا بين هاتين الحالتين للركائز مع البلاطة المربعة ذات البحور في الاتجاهين متعامدين (بزاوية 90°)، فإنه من القوانين الأساسية أنه إذا كان هناك اتجاهين (حافتين) متعارضتين يكونا ركائز مستمرة والحافتين المتعارضتين الأخريتين يكونا ركائز مثبتة جزئيًا، فإن العزم الأكبر قيمة يذهب في الاتجاه الذي له درجة تثبيت أعلى وأكبر من الاتجاه الآخر. ومن هذه المقارنة سوف نجد أن العزم في الاتجاه الأفقي سوف يكون أكبر من العزم في الاتجاه المائل slopping direction.



الشكل ١٠-٩: عزم الانحناء في الاتجاه المماسي

وبالنسبة لباكية ذات شكل مثلث متساوي الأضلاع فإن العزوم التالية يمكن أن نأخذها في تصميمنا للبلاطات لتغطية تأثير الوزن الذاتي والأرضيات وتأثير الأحمال الحية شاملة الرياح والتي تحدث فعليًا ضغطًا في اتجاه ضغط الرياح وتحدث سحب (شد) في اتجاه سحب الرياح. وفي الاتجاه الأفقي في وسط البحور وأعلى الركائز يكون عزم الانحناء كالتالي:

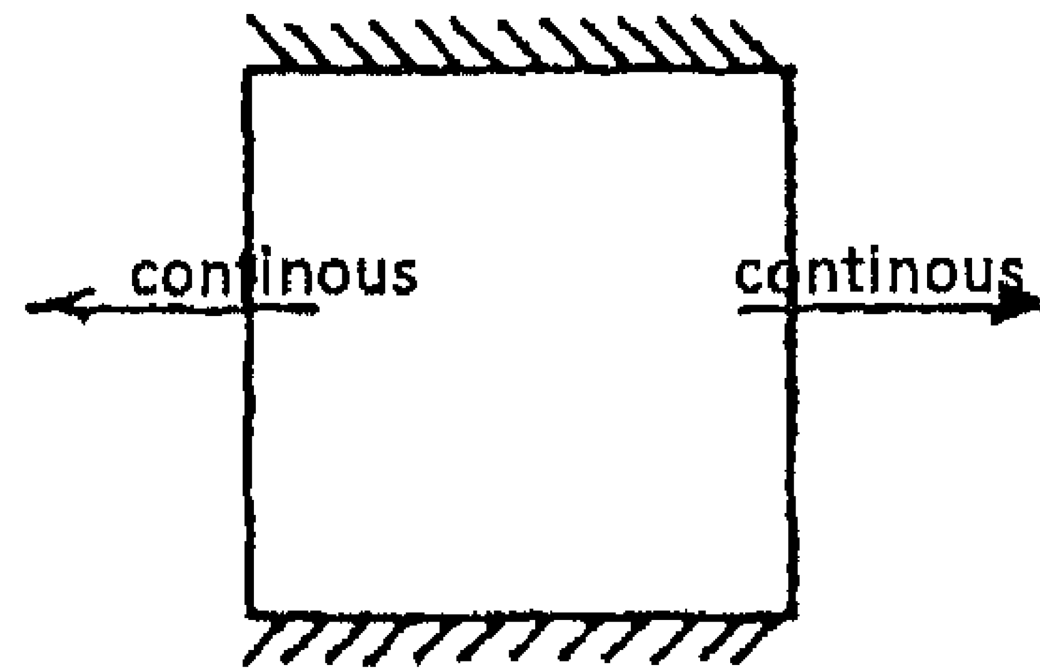
$$M = \pm w \sin\alpha \frac{D^2}{16} \qquad (١٠-٣)$$

وفي الاتجاه المائلة:

$$M = w\sin\alpha\frac{D^2}{18} \qquad (١٠-٤)$$

حيث:

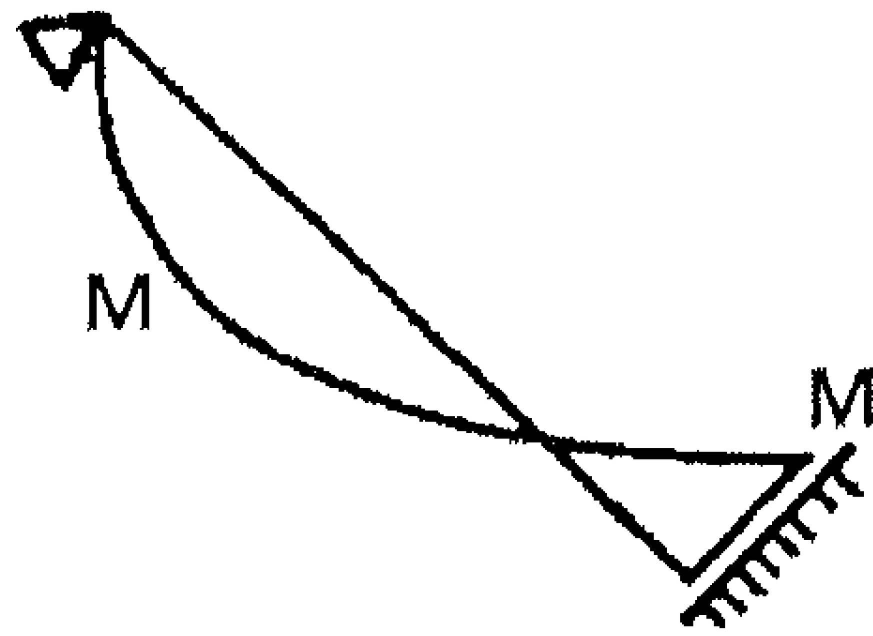
$$w = g + p$$



الشكل ١٠-١٠: اللوح المستطيل

الحالة الثانية: باكية لها زاوية قمة منفرجة

في حالة باكية ذات زاوية منفرجة في القمة للمثلث فإن كل العزم سوف يتجه عمليًا في الاتجاه المائل. إن عزوم الانحناء التالية يمكن لذلك أن تحدث في البحر وأعلى الحواف لتغطية تأثير الأحمال الحية والوزن الذاتي والأرضيات إذا وجدت.



الشكل ١٠-١١: عزم الانحناء على اللوح الرأسي المائل

$$M = w\sin\alpha\frac{D^2}{10} \qquad (١٠-٥)$$

وسوف نحتاج لأقل نسبة حديد تسليح (مع إضافة شبكة تسليح توزيع في الاتجاه الأفقي $A_{s\backslash}$ حيث $A_{s\backslash} = 20\%$ من حديد التسليح الرئيسي في الاتجاه المائل).

الحالة الثالثة: باكية لها زاوية قمة حادة

في حالة باكية ذات زاوية حادة في القمة فإنه عمليًا كل العزوم سوف تحدث في الاتجاه الأفقي وبالتالي تكون:

$$M = \pm w\sin\alpha\frac{D^2}{12} \qquad (١٠-٦)$$

في منتصف البحر وأعلى الحواف. أما في الاتجاه المائل فسوف نستخدم شبكة تسليح توزيع distribution steel تساوي 20% من حديد التسليح الرئيسي المطلوب في الاتجاه الأفقي.

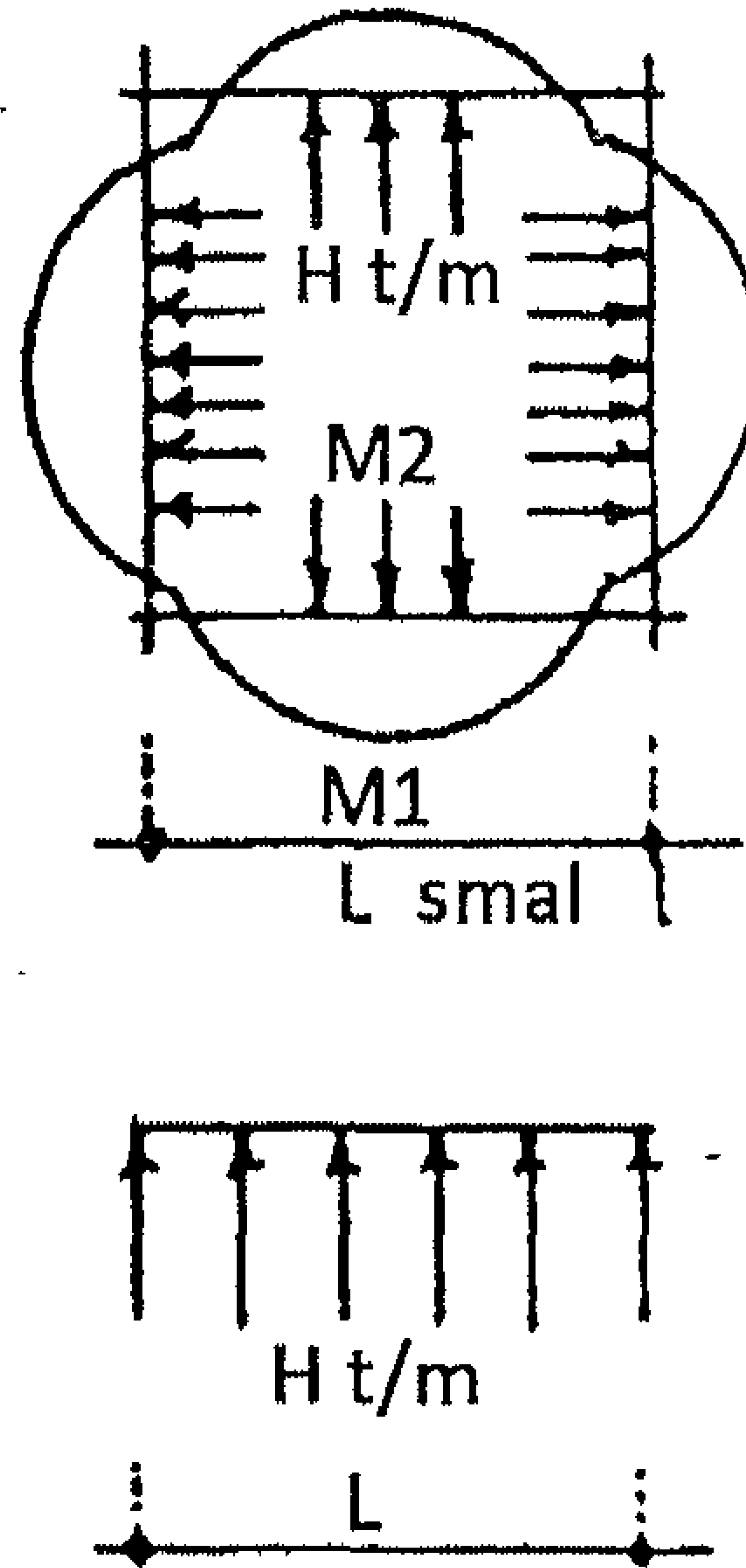
١٠-٣-٣ القوى في الحافة السفلية (المكافئة للكمرة الحلقية)

إن الحافة السفلية للهرم تكون معرضة إلى كل من رد فعل رأسي V وضغط أفقي H. إن رد الفعل الرأسي V لكل متر طولي يعطى بالمعادلة التالية:

$$V = g\frac{Y^{\backslash}}{2} + p\frac{L}{4} \qquad (١٠-٧)$$

حيث:

$$Y^{\backslash} = \frac{L}{2\sin\alpha}$$



الشكل ١٠-١٢: عزم الانحناء على الكمرة الأفقية

ويسبب الضغط الأفقي H شدًا في جميع الحواف السفلية، ويكون هذا الشد مساويًا T حيث:

$$T = \frac{HL}{2} \qquad (١٠-٨)$$

حيث:

$$H = V\tan\alpha \qquad (١٠-٩)$$

۞ بالنسبة لحمل ميت g ، فإن:

$$T = \frac{HL}{2} = V\tan\alpha\frac{L}{2} = \frac{gY^{\backslash}}{2}\tan\alpha\frac{L}{2}$$

ولكن

$$Y^{\backslash} = \frac{L}{2\sin\alpha}$$

إذًا

$$T = \frac{gL}{4\sin\alpha}\times\frac{\sin\alpha}{\cos\alpha}\times\frac{L}{2}$$

أي أن:

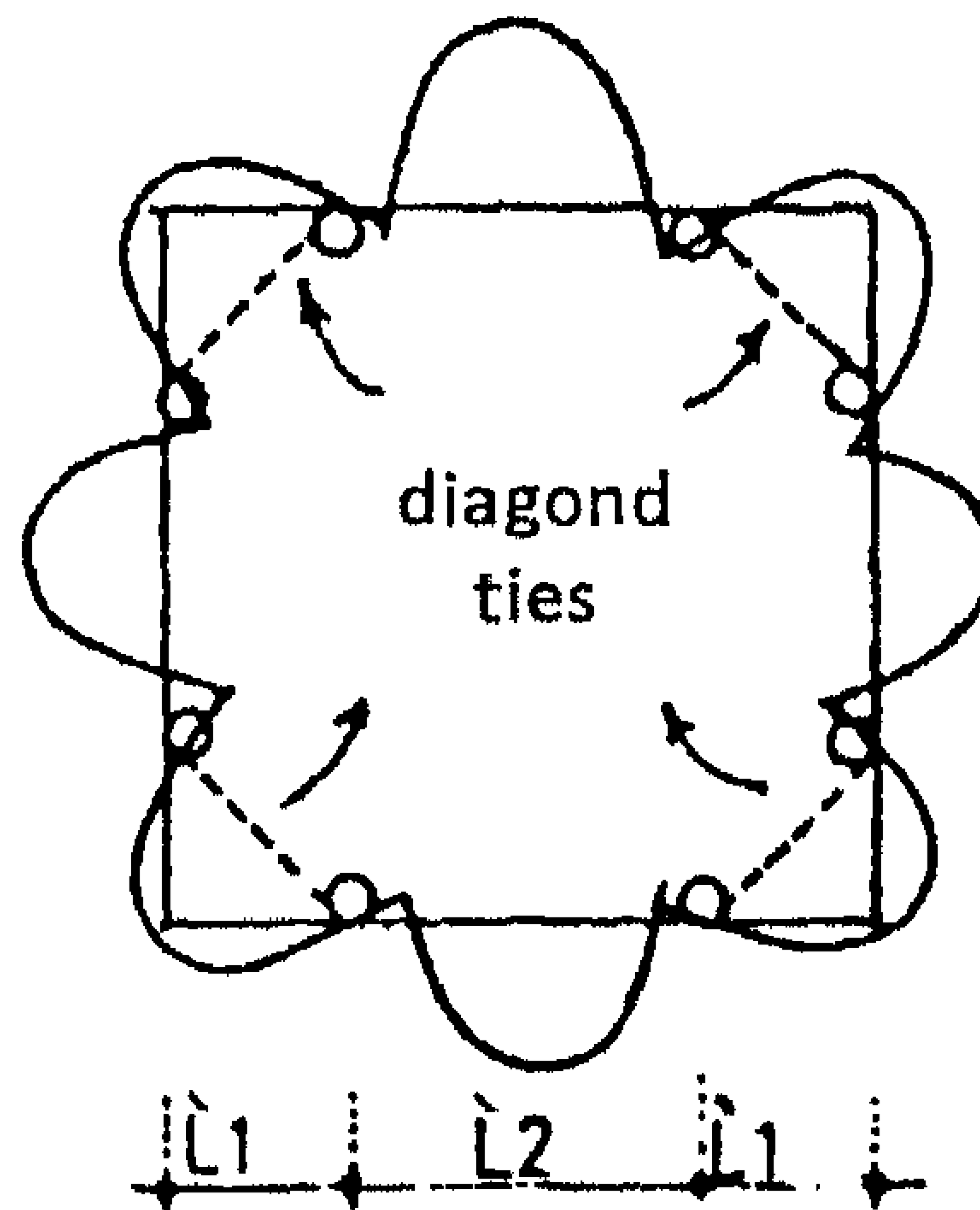
$$T = \frac{gL^2}{8\cos\alpha} \qquad (١٠-١٠)$$

۞ وبالنسبة لحمل حي p ، فإن:

$$T = \frac{HL}{2} = V\tan\alpha\left(\frac{L}{2}\right) = p\frac{L}{4}\tan\alpha\frac{1}{2}$$

$$\therefore \quad T = p\frac{L^2}{8\cos\alpha}\sin\alpha$$

أيضًا فإن عزم الانحناء الأفقي يحدث على طول الحواف السفلية (الكمرة الحلقية أو الكمرة المقفولة)، كما هو موضح بالشكل ١٠-١٣.



الشكل ١٠-١٣: عزم الانحناء على القطاع الأفقي للهرم

إن مقدار العزوم في منتصف البحر يكون:

$$M = \frac{HL^2}{24} = \frac{L^3}{96\cos\alpha}(g + p\sin\alpha) \qquad (١٠-١١)$$

وعند الأركان تكون العزوم:

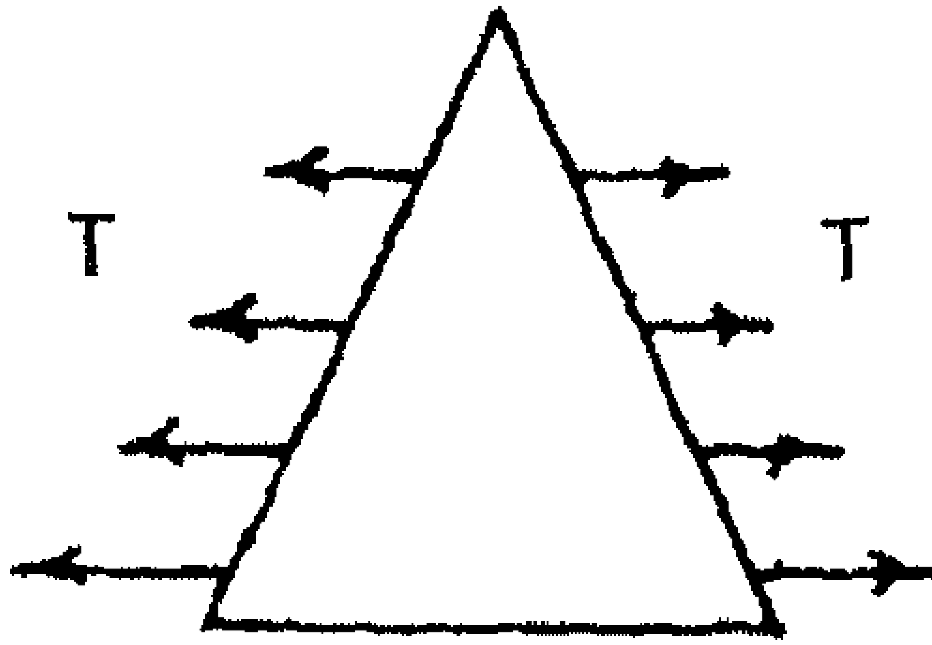
$$M = \frac{HL^2}{12} = \frac{L^3}{48\cos\alpha}(g + p\sin\alpha)$$

$$L_1^{\backslash} = \frac{1}{3} \rightarrow \frac{1}{4}L$$

$$L_2^{\backslash} = \frac{1}{3} \rightarrow \frac{1}{4}L$$

الحل التقريبي الثاني

إنه من التقريب المقبول اعتبار كل جانب من جوانب الهرم على أنه كمرة عميقة deep beam معرضة إلى حمل يساوي أقصى قوة في اتجاه خطوط الطول عند القاعدة الحاملة للهرم. إن حديد التسليح في الحافة السفلية يجب أن يكون كافيًا لمقاومة الشد T الموجود في هذه الكمرة العميقة حيث:



الشكل ١٠-١٤: القوى على اللوح المثلث الجانبي

$$T = \frac{M}{Y_{c.t}}$$

بالإضافة إلى الشد نتيجة رد فعل الحمل على الجانبين المتعامدين مع هذا الجانب تحت اعتبار T المعطاة بالمعادلة التالية:

$$T = \frac{HL}{2}$$

مثال ١٠-١: مطلوب تحليل السقف الهرمي للمسجد الموضح بالشكل ١٠-١٥ إذا كان معلومًا لديك ما يلي:

بيانات التصميم

طول القاعدة: $L = 12.0\ m$

الارتفاع: $Y = 1.5\ m$

سمك بلاطة الهرم: $t = 10\ cm$

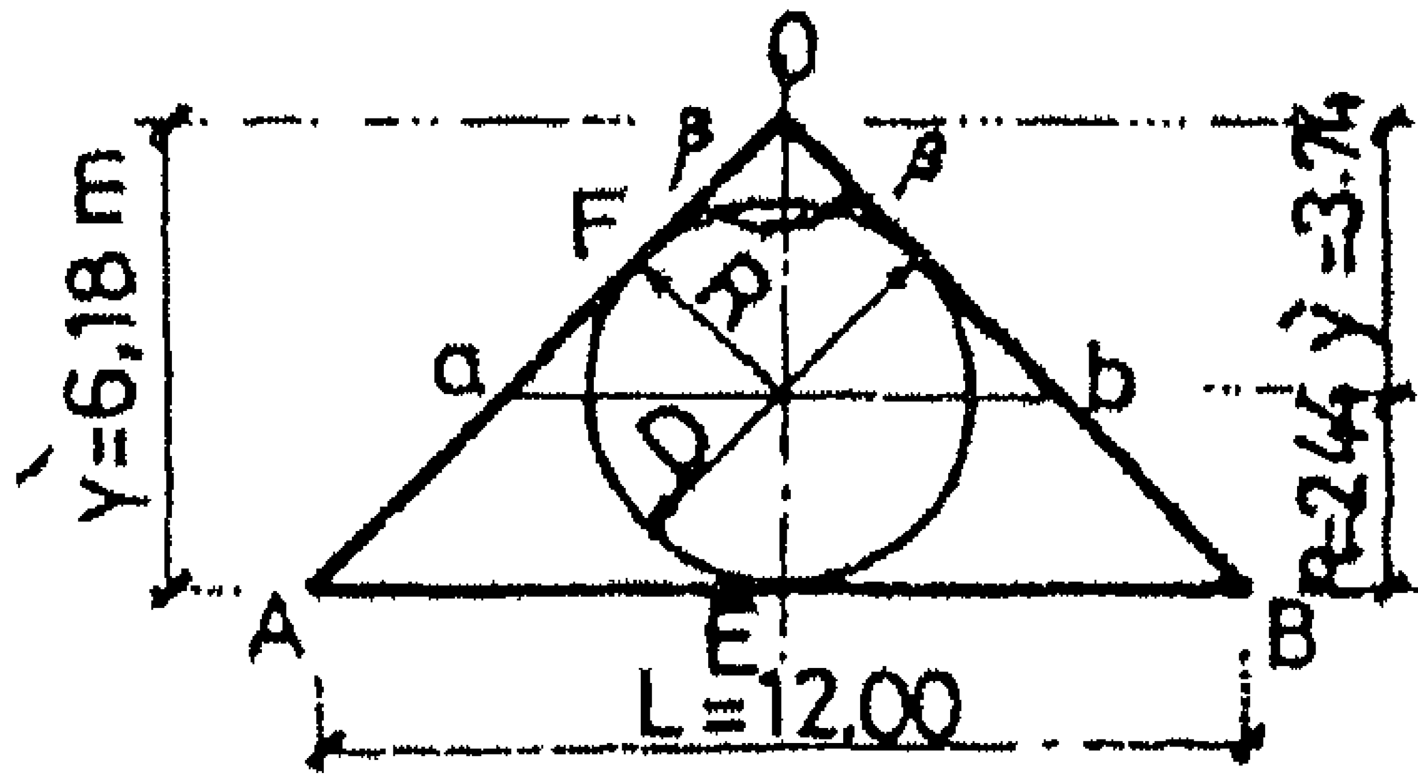
الحمل الإجمالي W يساوي الحمل الميت + الحمل الحي + حمل التغطية، أي أن:

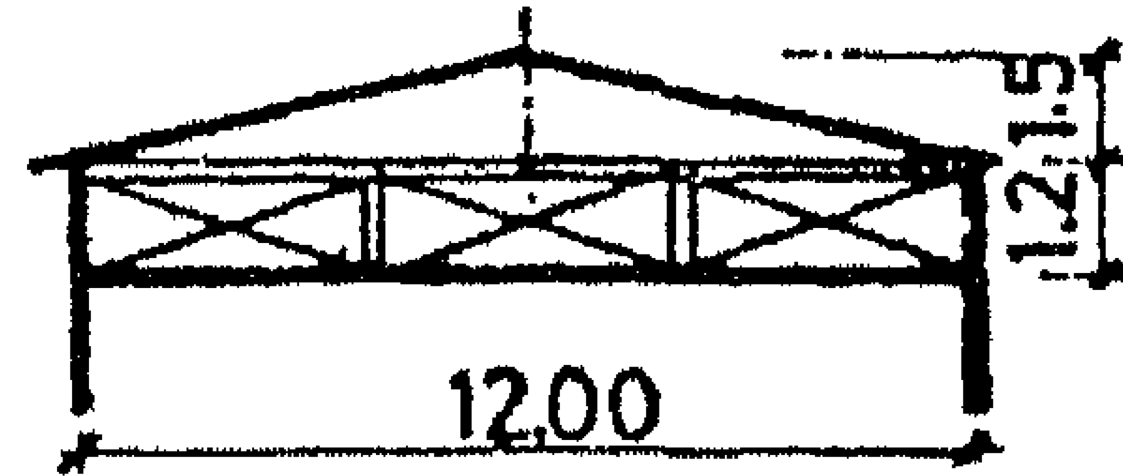
$$W = \text{Total dead} + \text{live leads} = 350\ kg/m^2$$

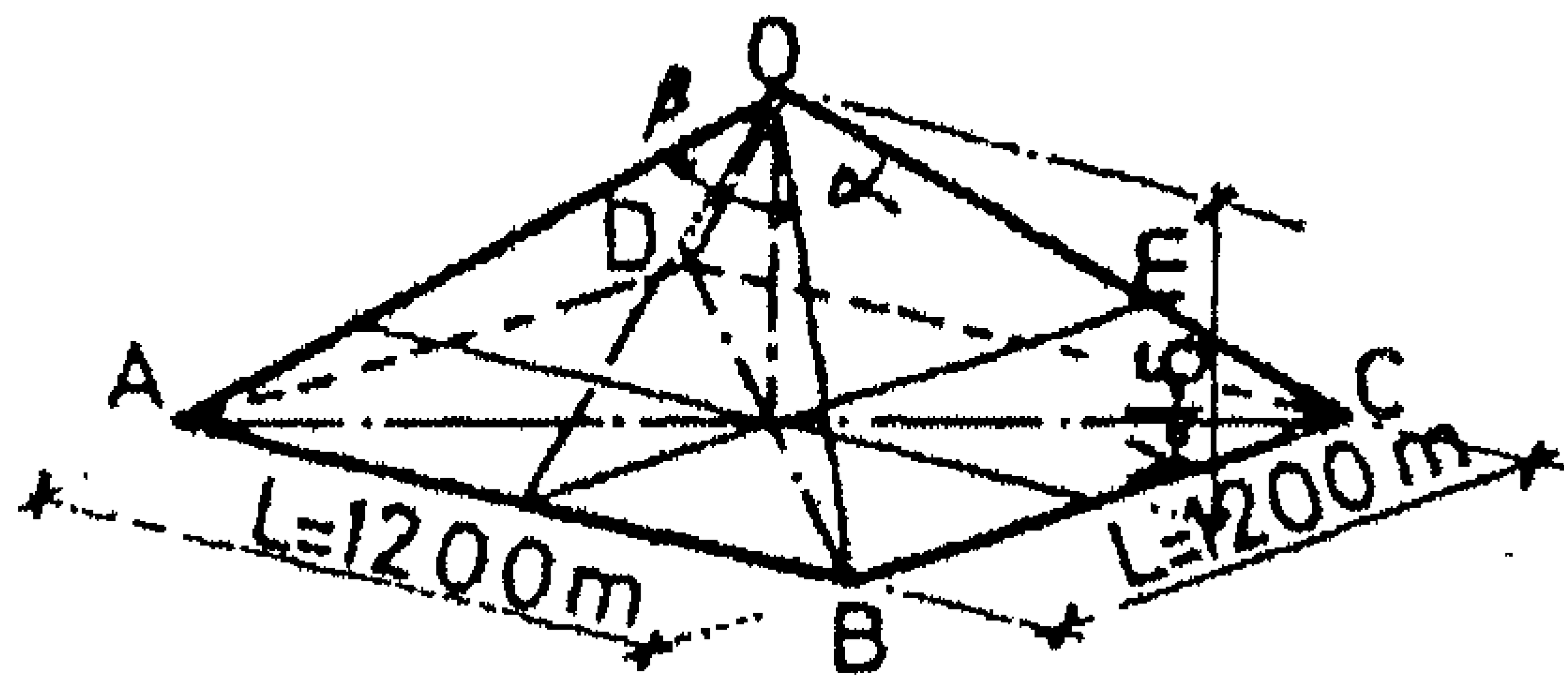
$$C_{cu} = 250\ kg/cm^2$$

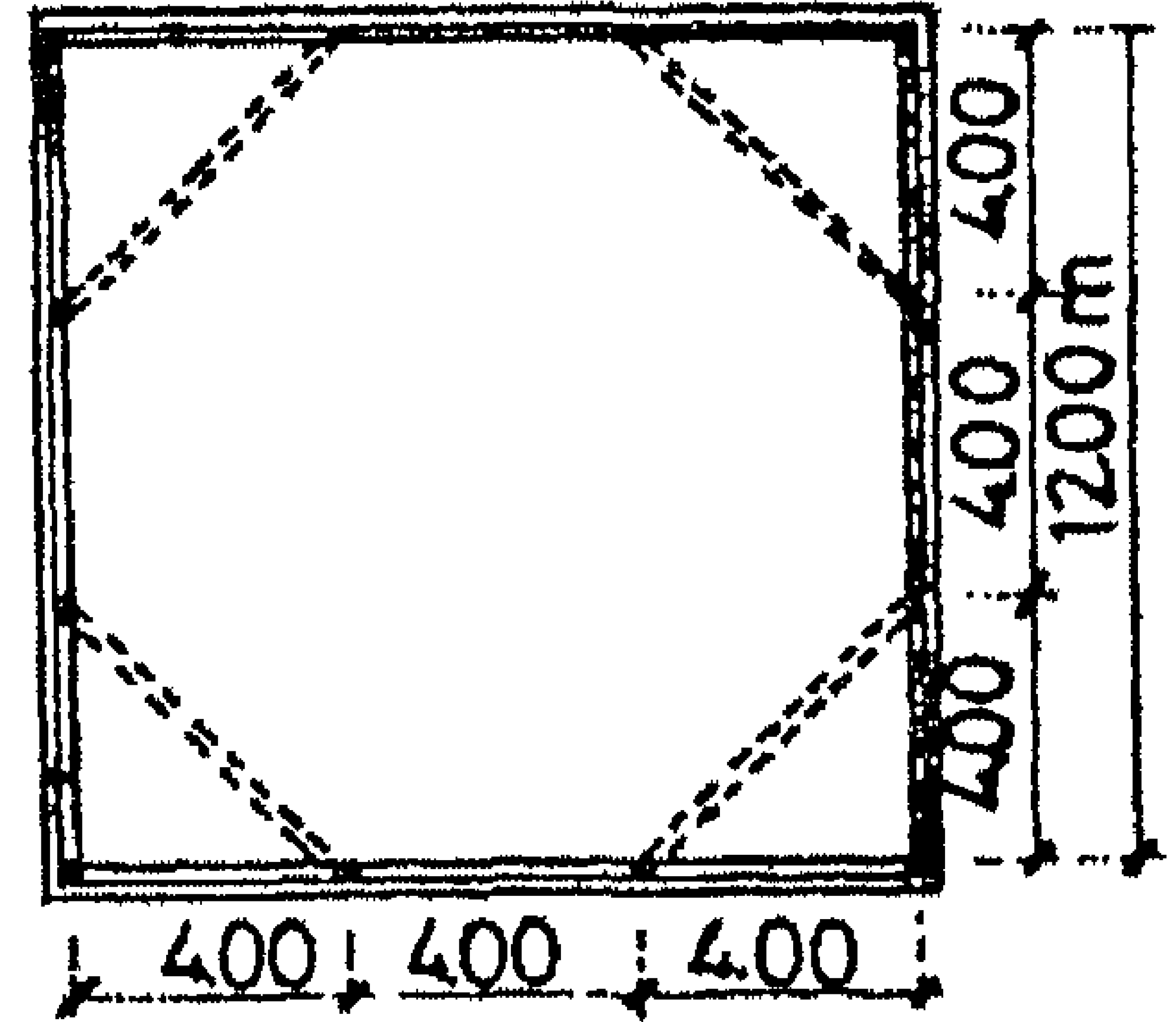
الحديد المستخدم حديد صلب عادي طري: 24/35

$$F_s = 1400\ kg/cm^2$$









الشكل ١٠-١٥: سقف هرمي للقاعة المربعة

الحل

الارتفاع $\overline{OE}$:

$$\overline{OE} = Y' = \sqrt{1.5^2 + 6^2} = 6.19\ m$$

$$\sin\alpha = \frac{6}{6.19} = 0.969$$

$$\cos\alpha = \frac{1.5}{6.19} = 0.242$$

$$\tan\alpha = \frac{6}{1.5} = 4.0$$

طول الحافة $\overline{OA}$:

$$\overline{OA} = \sqrt{6.19^2 + 6^2} = 8.621$$

$$\overline{AF} = \overline{AE} = 6.0 \text{ m}$$

$$\frac{R}{\overline{OF}} = \tan\beta$$

$$\overline{OF} = \overline{OA} - \overline{AF} = 8.621 - 6 = 2.621$$

$$\tan\beta = \frac{\overline{AE}}{Y^{\backslash}} = \frac{6}{6.19} = 0.969$$

لذلك فإن :

$$R = \frac{D}{2} = \overline{OF}\tan\beta = 2.621 \times 0.969 = 2.539$$

$$D = 2 \times 2.539 = 5.078$$

$$Y^{\backslash} = 6.19 - 2.539 = 3.651$$

أي أن ارتفاع قمة الهرم Y عن مركز الضغط يعطى بالمعادلة التالية:

$$Y = Y^{\backslash}\cos\alpha = 3.651 \times 0.242 = 0.884$$

ويكون متوسط القوى داخل خطوط الطول T_1 meridian forces عبر الخط ab كالآتي:

$$T_1 = \frac{1}{2}\frac{wy}{\cos^2\alpha} = \frac{1}{2}\frac{0.35 \times 0.884}{\overline{0.242}^2} = 2.64 \text{ t/m}^{\backslash}$$

ويكون عزم الانحناء في الاتجاهين الأفقي والمائل عند الخط ab كالآتي:

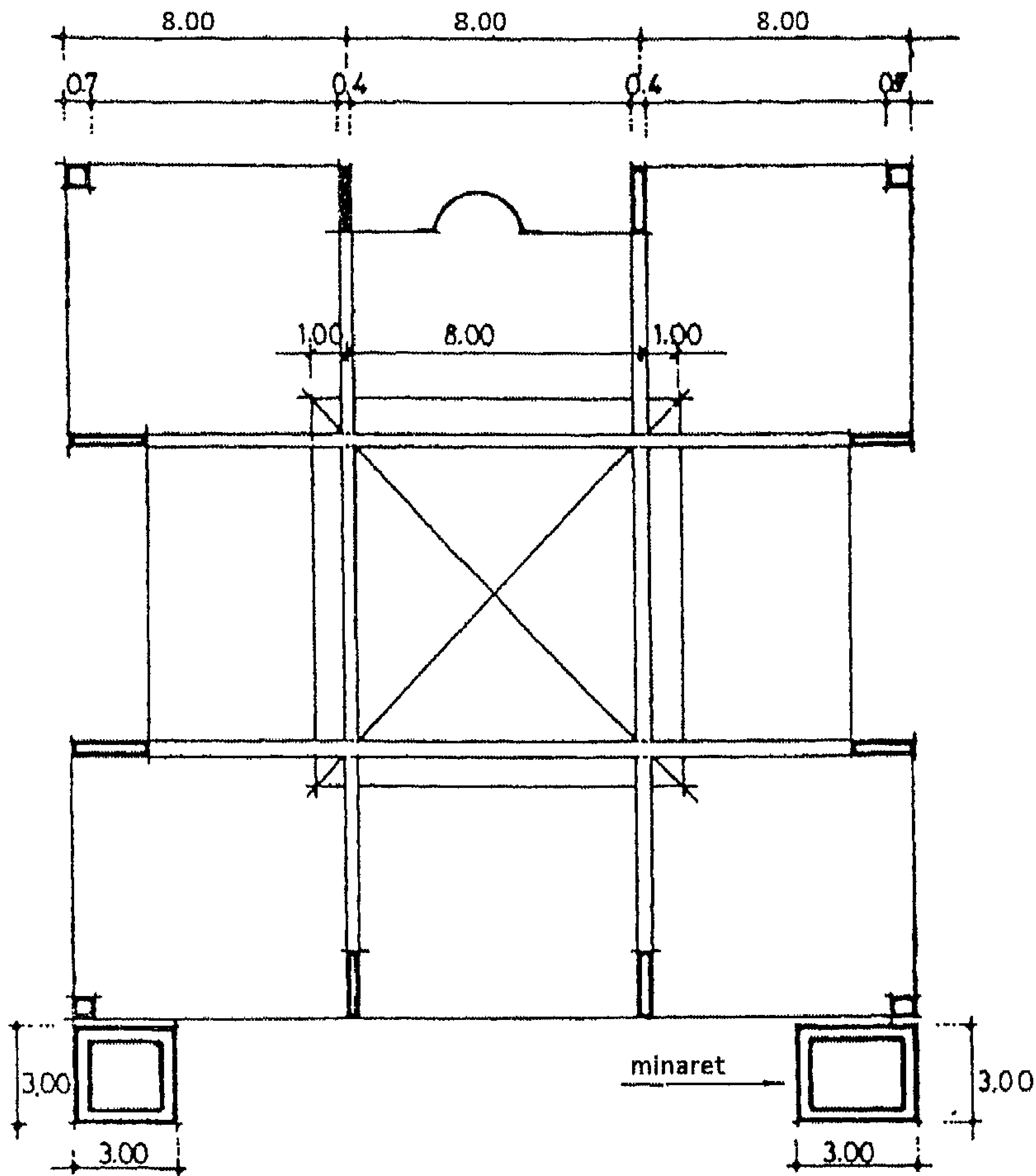
$$M = w\sin\alpha\frac{D^2}{16} = 0.35 \times 0.969 \times \frac{\overline{5.078}^2}{16} = 0.547 \text{ m.t/m}^{\backslash}$$

حساب قوة الضغط العرضي الأفقي T_2 عند القطاع ab:

$$T_2 = wy\tan^2\alpha = 0.35 \times 0.884 \times \overline{4}^2 = 4.95 \text{ t/m}^{\backslash}$$

ويمكن أيضًا حساب T_2 من المعادلة التالية:

$$T_2 = \frac{1}{2} w l \tan\alpha \qquad (١٠-١٢)$$



الشكل ١٠-١٦: مسقط أفقي لسطح المسجد

وبمعرفة أن:

$$\frac{1}{L} = \frac{y^{\backslash}}{Y^{\backslash}}$$

إذًا

$$1 = 12 \times \frac{3.651}{6.19} = 7.078$$

ومن المعادلة (١٠-١٢) نحصل على الآتي:

$$T_2 = \frac{1}{2} \times 0.350 \times 7.078 \times 4 = 4.955 \ \ t/m^{\backslash}$$

وتعطى أقصى قوى داخل خطوط الطول عبر الخط AB بالمعادلة الآتية:

$$T_{1_{max}} = \frac{1}{2}\frac{WY}{\cos^2 \alpha} = \frac{1}{2}\frac{0.350 \times 1.5}{0.242^2} = 4.52 \ \ t/m^{\backslash}$$

وأقصى قوة ضغط عرضية أفقية تكون:

T_2 عند القطاع AB:

$$T_{2_{max}} = \frac{1}{2} wL\tan\alpha = \frac{1}{2} \times 0.35 \times 12 \times 4 = 8.4 \ t/m^{\backslash}$$

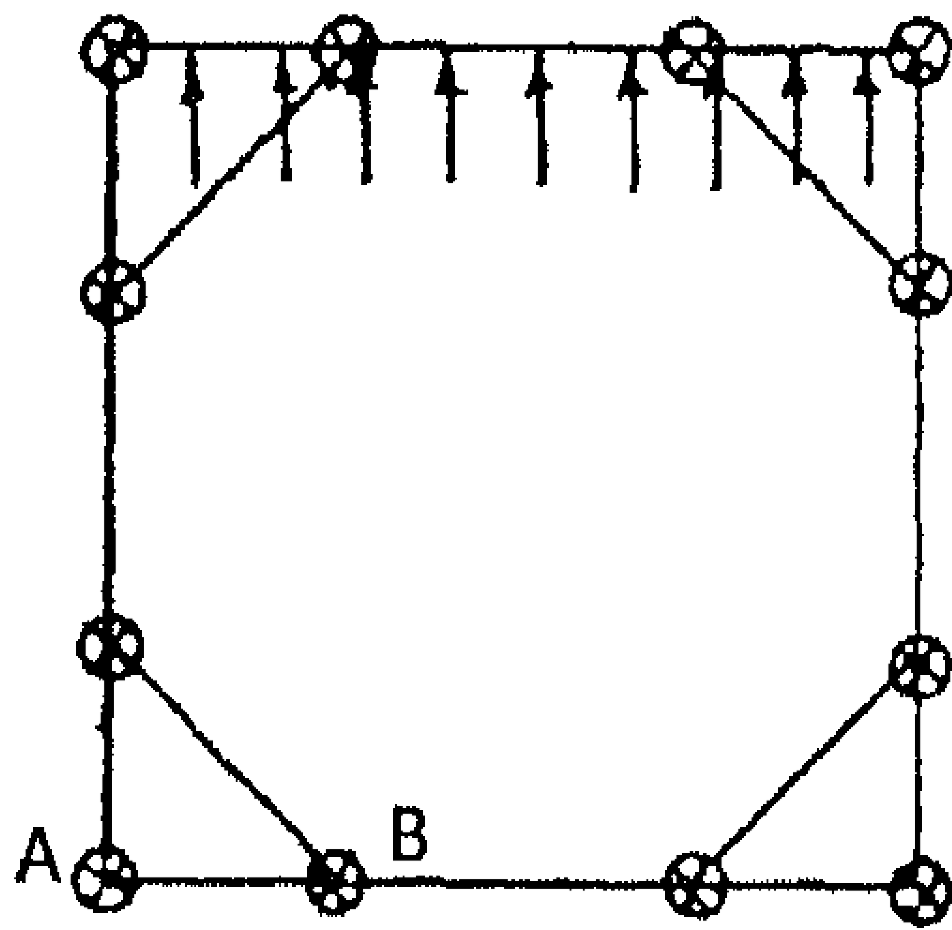
الحمل الرأسي على الكمرة الأفقية السفلى:

$$V = \frac{1}{2} WY^{\backslash} = \frac{1}{2} \times 0.350 \times 6.19 = 1.083 \ t/m$$

الحمل الأفقي/م/:

$$H = V\tan\alpha = 1.8 \times 4 = 4.32 \ t/m^{\backslash}$$

إن الكمرة الطرفية عند قاعدة الهرم تكون مرتكزة على أعمدة قصيرة رأسية (مزروعة) موزعة على الأربعة أركان وعند ثلث البحر لكل حرف (لكل جانب)، وتزود بشدادات أفقية في اتجاه الأقطار موزعة على نقاط ثلث البحر، كما هو موضح بالشكل ١٠-١٧.



الشكل ١٠-١٧: النظام الإنشائي للكمرة الأفقية والشريحة الأفقية

ويكون أقصى عزم انحناء في الكمرة الرأسية:

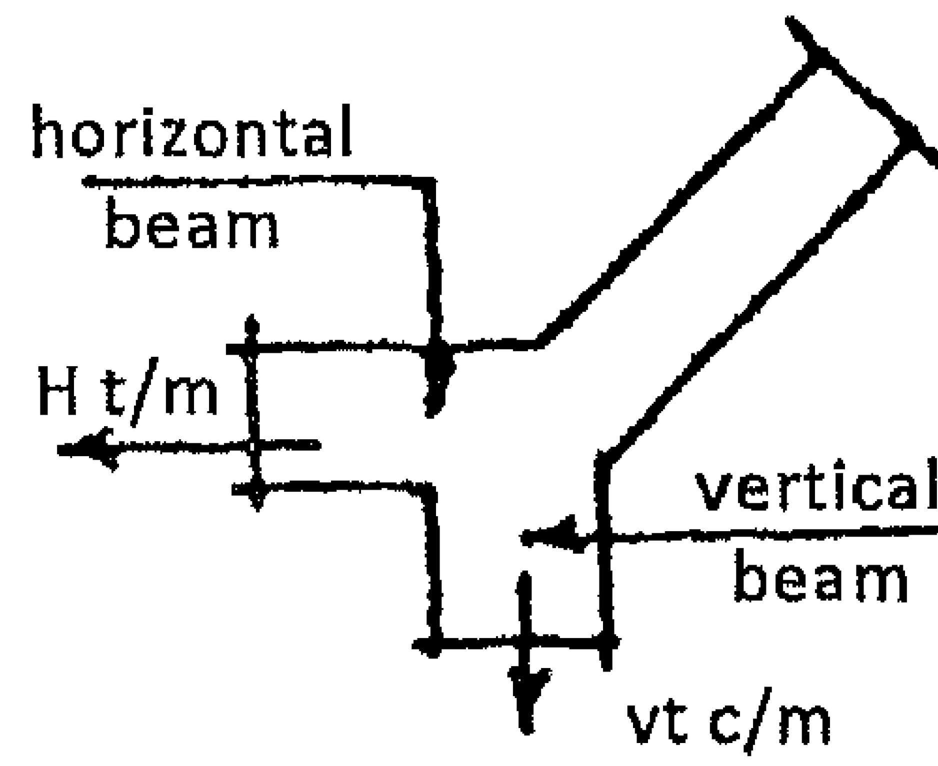
$$M_{max} = \frac{1}{12} V\left(\frac{L}{3}\right)^2 = \frac{1}{12} \times 1.08 \times \left(\frac{12}{3}\right)^2 = 1.44 \ m.t$$

ويكون الحمل لكل عمود قصير:

$$p = V\frac{L}{3} = 1.08 \times \frac{12}{3} = 4.32 \ t$$

ويكون أقصى عزم انحناء في الكمرة الأفقية:

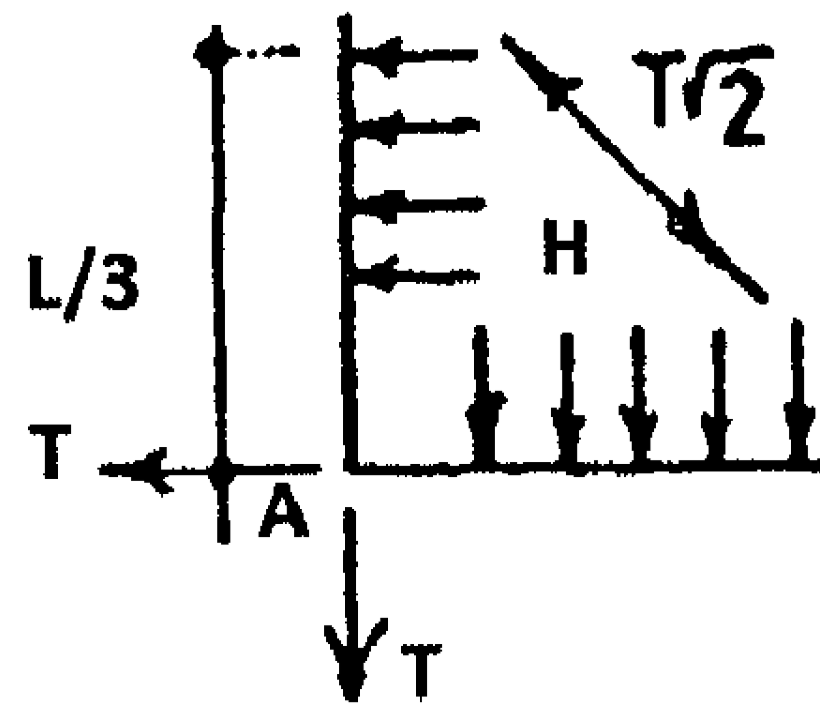
$$M_{max} = \frac{1}{12} H\left(\frac{L}{3}\right)^2 = \frac{1}{12} \times 4.32 \times \left(\frac{12}{3}\right)^2 = 5.76 \ m.t$$



الشكل ١٠-١٨

إن الشد في البواكي الخارجية من الكمرة الأفقية كالتالي:

$$T = \frac{1}{2}H\left(\frac{L}{3}\right) = \frac{1}{2}\times 4.32\times\frac{12}{3} = 8.64\ t$$



الشكل ١٠-١٩: القوى في ركن الكمرة الأفقية

الشد في الشداد القطري:

$$T = H\left(\frac{L}{3}\right)\sqrt{2} = 4.32\times\frac{12}{3}\sqrt{2} = 24.43\ t$$

الشد في الباكية الداخلية من الكمرة الأفقية عند الوصلة B (انظر الشكل ١٠-٢٠):

$$T_2 = 3T = 3\times 8.64 = 25.92\ t$$

تصميم القطاعات

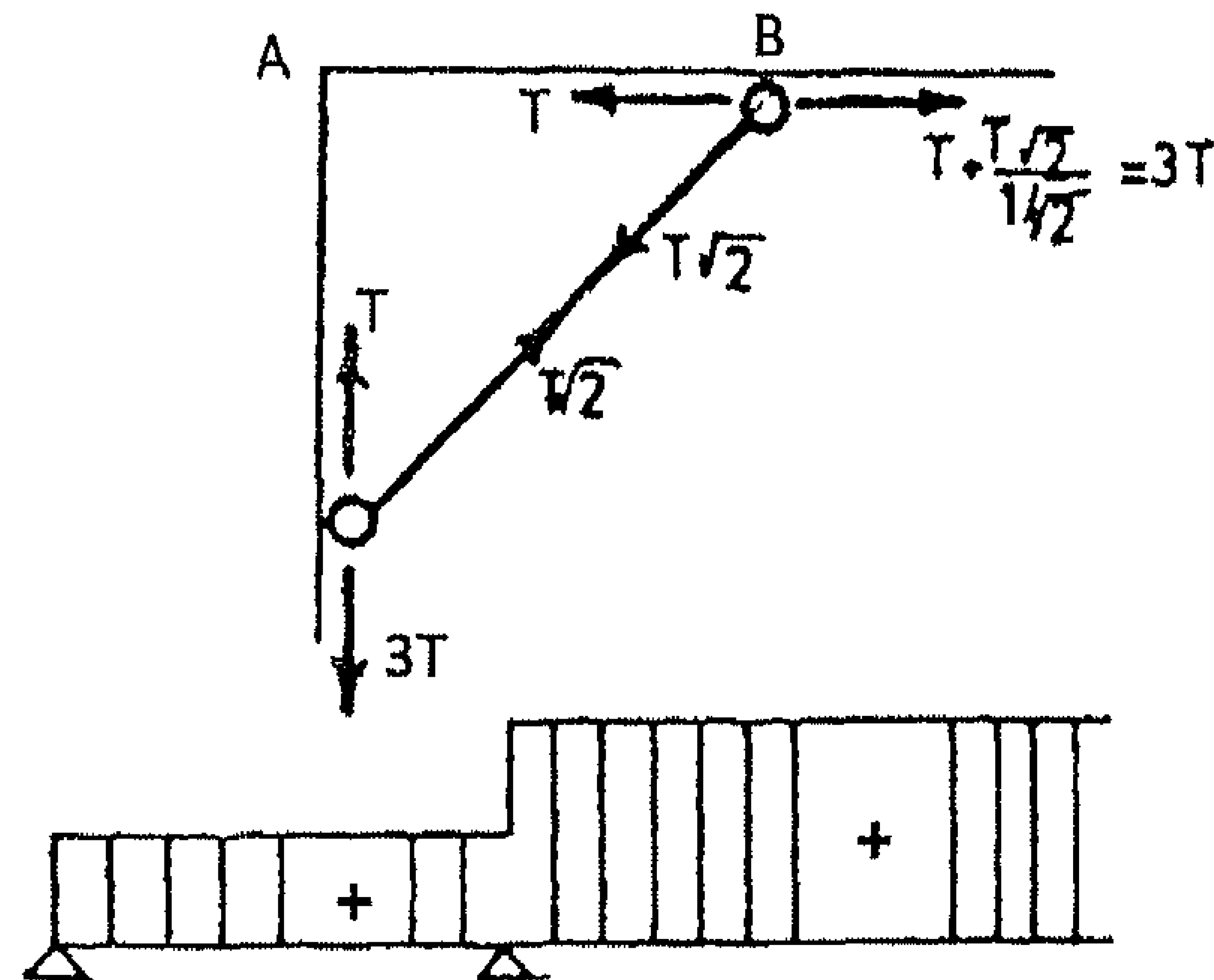
- تصميم بلاطة الهرم:
  - في اتجاه داخل خطوط الطول:

$$T = 2.64\ t/m'$$ (ضغط)

$$M = 0.547\ m.t/m'$$

$$b \times t = 100 \times 12 \text{ cm}$$

$$d_o = 0.3\sqrt{\frac{0.2547 \times 10^5}{100}} = 7.01 \text{ cm}$$



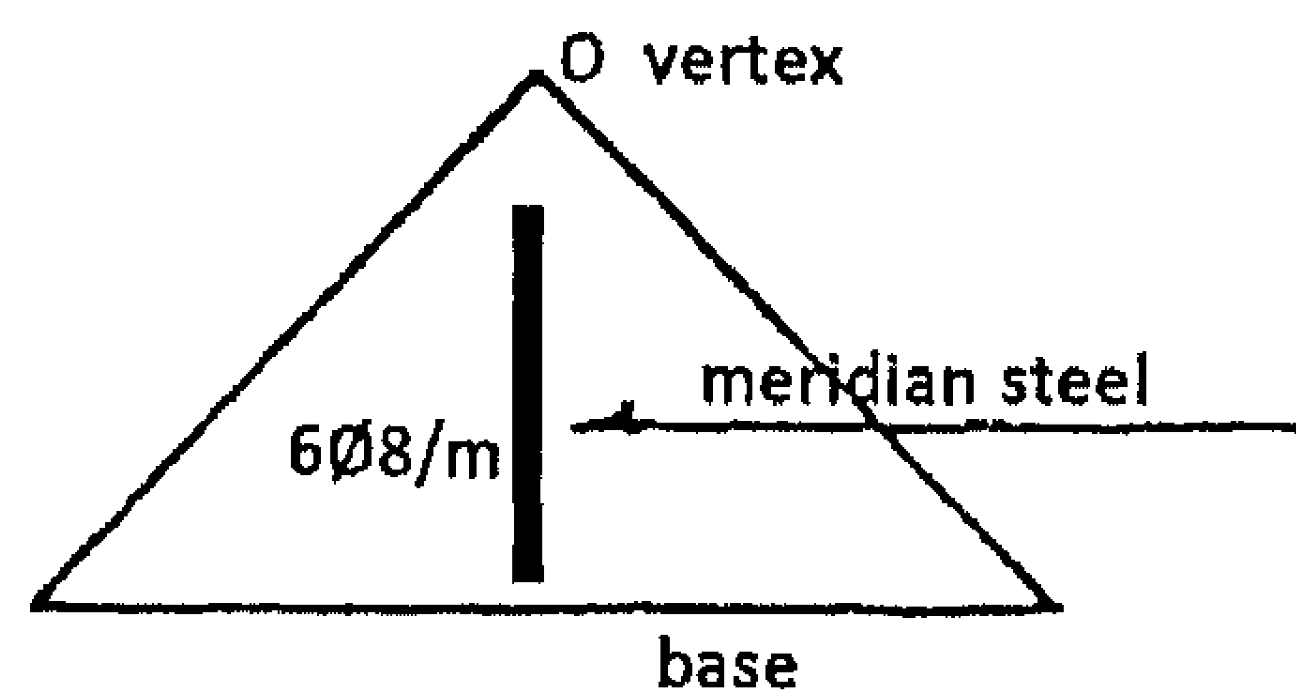
الشكل ١٠-٢٠: مخطط قوة الشد للكمرة AB الأفقية

نأخذ $t = 12$ cm حتى يكون سمك البلاطة كافيًا لوضع طبقتين من الخرسانة المسلحة أعلى وأسفل الحواف.

$$d_1 = 1.2 d_o = 8.4$$

نأخذ:

$$d = 10.5 \text{ cm}$$



الشكل ١٠-٢١: اللوح المثلث الجانبي

$$e_o = \frac{M}{T_c} = \frac{0.547 \times 10^5}{2.64 \times 10^3} = 20.7$$

$$e_s = 20.7 + \frac{12}{2} - 3 = 23.72$$

إزاحة كبيرة

$$\frac{e_s}{d} = \frac{23.72}{10.5} = 2.21 > 1.4$$

$$M_s = 2.64 \times \frac{23.72}{100} = 0.626$$

$$d_1 = 10.5 = K_1 \sqrt{\frac{0.626 \times 10^5}{100}}$$

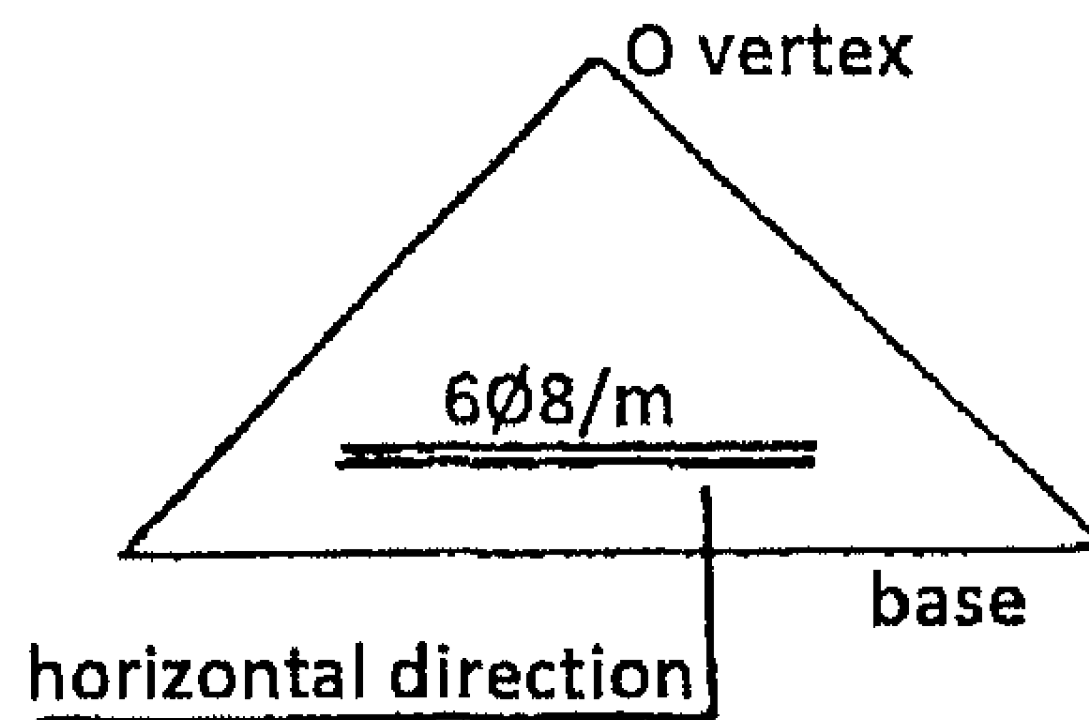
$$\therefore \quad K_1 = 0.419$$

(آمن) $F_c \cong 40 \ kg/m^{\backslash}$

$$A_s = \frac{0.626 \times 10^5}{1250 \times 10.5} - \frac{2.64}{1.4} = 2.88 \ cm^2/m^{\backslash}$$

نختار $6\phi8/m^{\backslash}$ (حديد تسليح في اتجاه مماس القطر).

✪ في الاتجاه الأفقي:



الشكل ١٠-٢٢: اللوح المثلث الجانبي

$$M = 0.547 \ m.t/m^{\backslash}$$

$$T = 4.95 \ t/m^{\backslash}$$

نأخذ سمك آمن وليكن $t = 12$ cm.

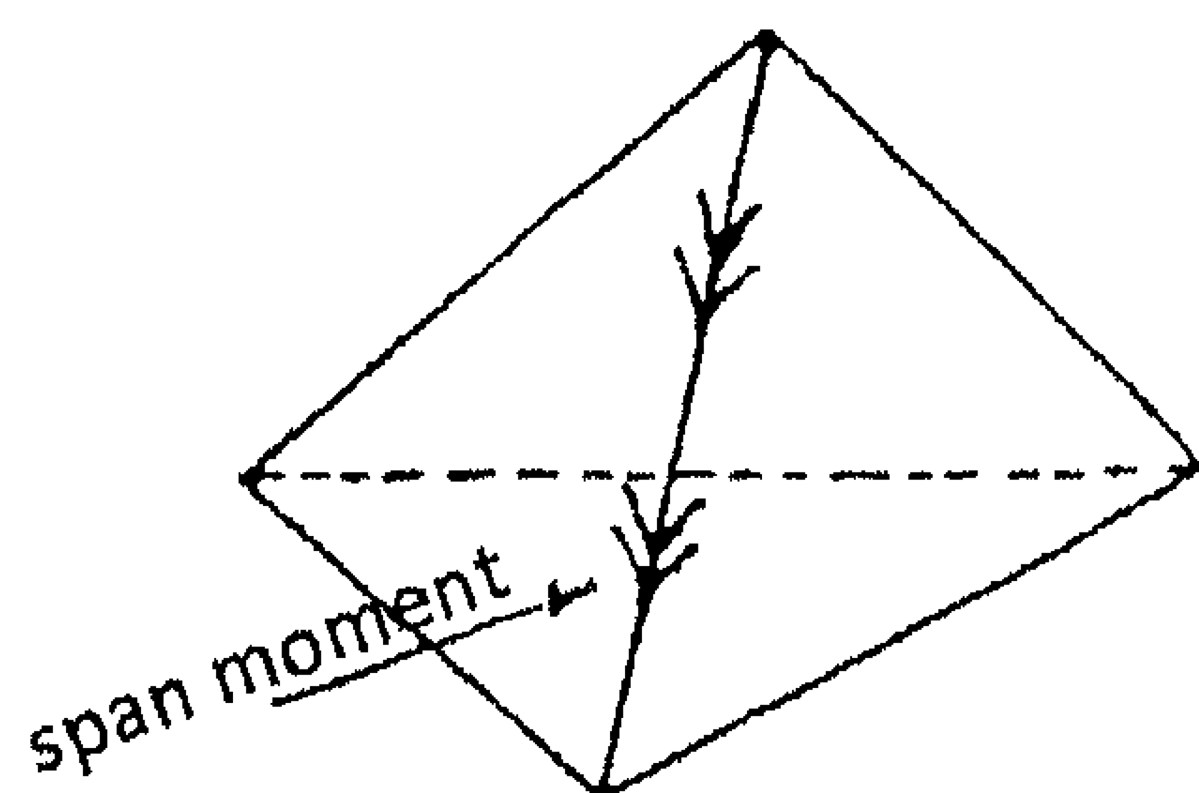
(آمن) $\therefore \quad A_s = 6\phi8/m^{\backslash}$

في الاتجاه الأفقي.

✪ في اتجاه القمة:

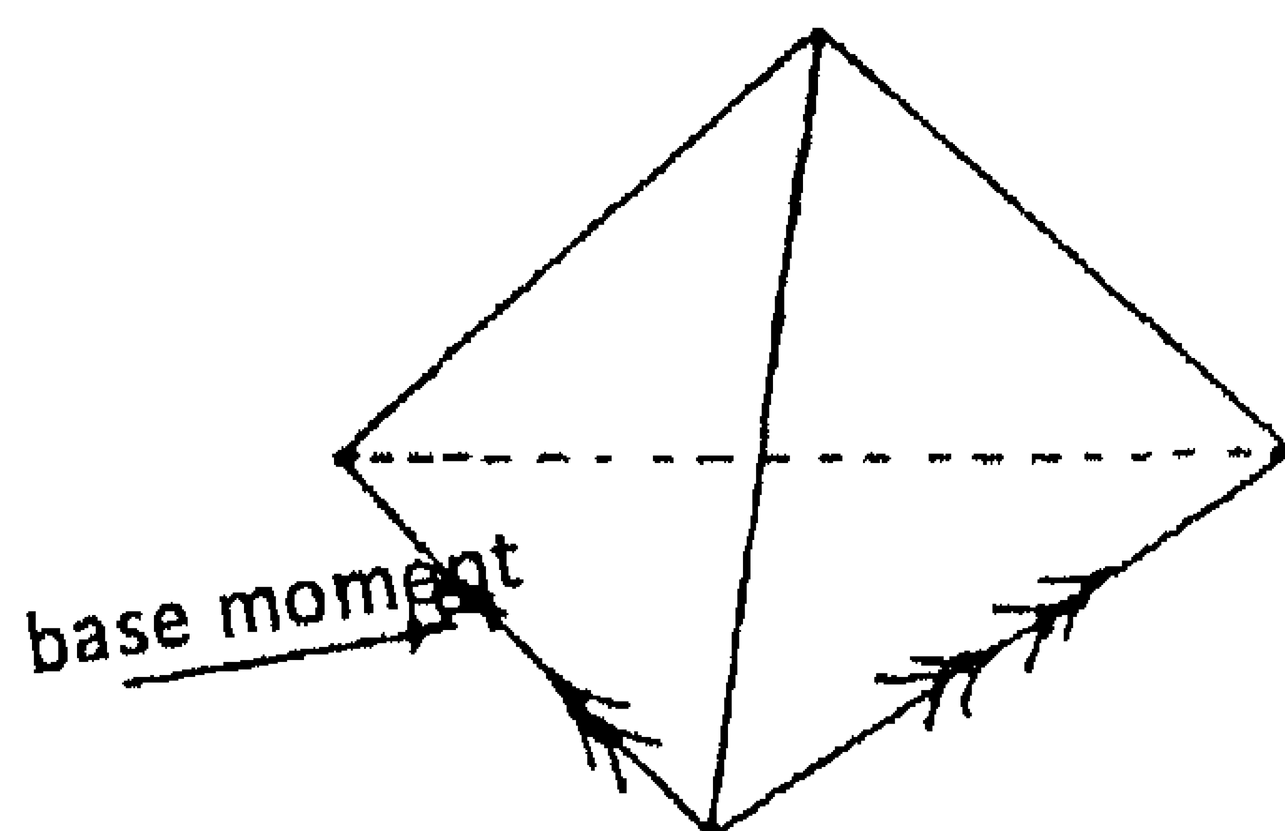
$$M_{-ve} = 0.547 \ m.t/m$$

وهو يساوي العزم عند منتصف بحر البلاطة. ولمزيد من الآمان نأخذ $6\phi13/m^{\backslash}$ قرب قاعدة الهرم.



الشكل ١٠-٢٣: الشكل الهرمي

❂ في اتجاه القاعدة (العزم عند القاعدة):



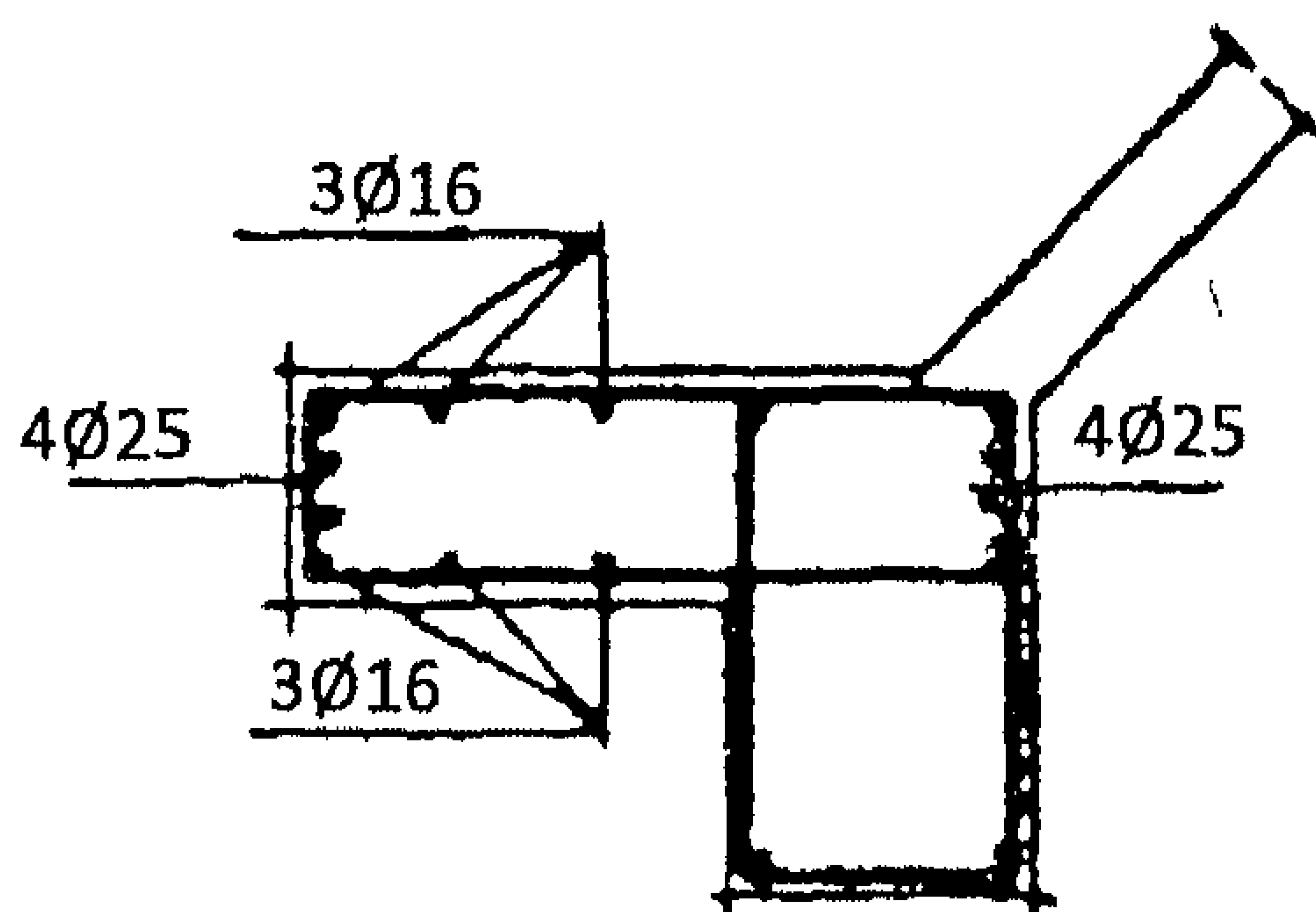
الشكل ١٠-٢٤: الشكل الهرمي

$M_{-ve} = 0.547 \text{ m.t/m}$

وهو يساوي العزم عند منتصف بحر البلاطة.

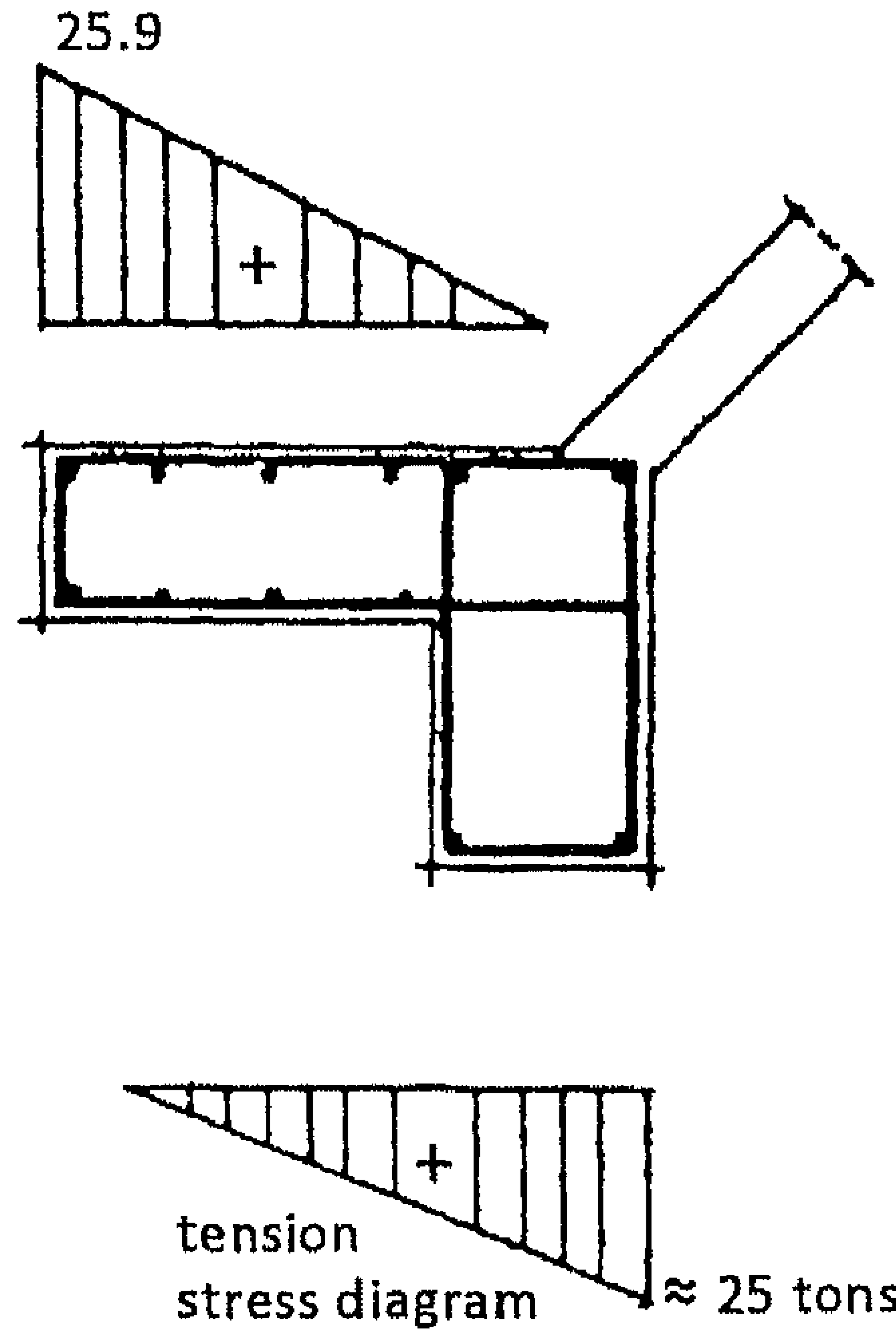
❂ تصميم الكمرة الطرفية للقاعدة (صندوق "حلقة" الكمرة):

لتصميم جوانب القطاع I-I يمكن الرجوع إلى الشكل ١٠-٢.



الشكل ١٠-٢٥: تسليح الكمرة الطرفية

۞ تصميم الكمرة الرأسية:



الشكل ١٠-٢٦: توزيع العزوم على الكمرة الطرفية

$$M_{-ve} = 1.44 \text{ m.t}$$

$$d = 0.26\sqrt{\frac{1.44\times10^5}{25}} = 19.7 \text{ cm}$$

نأخذ: $b\times t = 25\times40 \text{ cm}$

$$\therefore \quad A_s = \frac{1.44\times10^5}{1200\times35} = 3.43 \text{ cm}^2$$

نختار 2ϕ16 أعلى وأسفل.

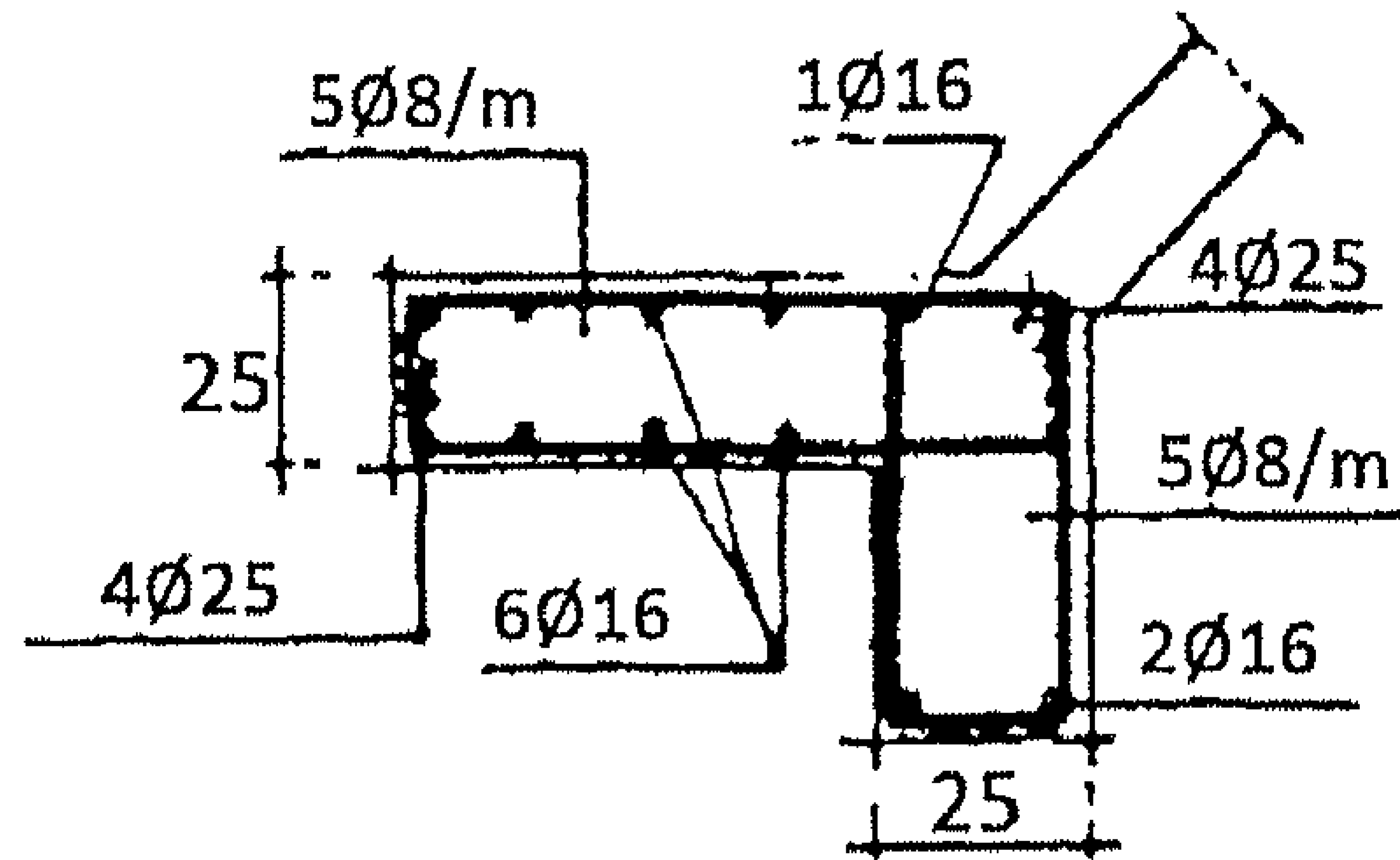
يُرجع إلى تفاصيل حديد التسليح (القطاعات) في كمرات حرف قاعدة الهرم (الأفقي والرأسي).

$$C_{cu} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

حديد تسليح 24/36

العزم الرأسي: $M_v = 1.44 \text{ m.t}$

العزم الأفقي: $M_h = 5.76 \text{ m.t}$



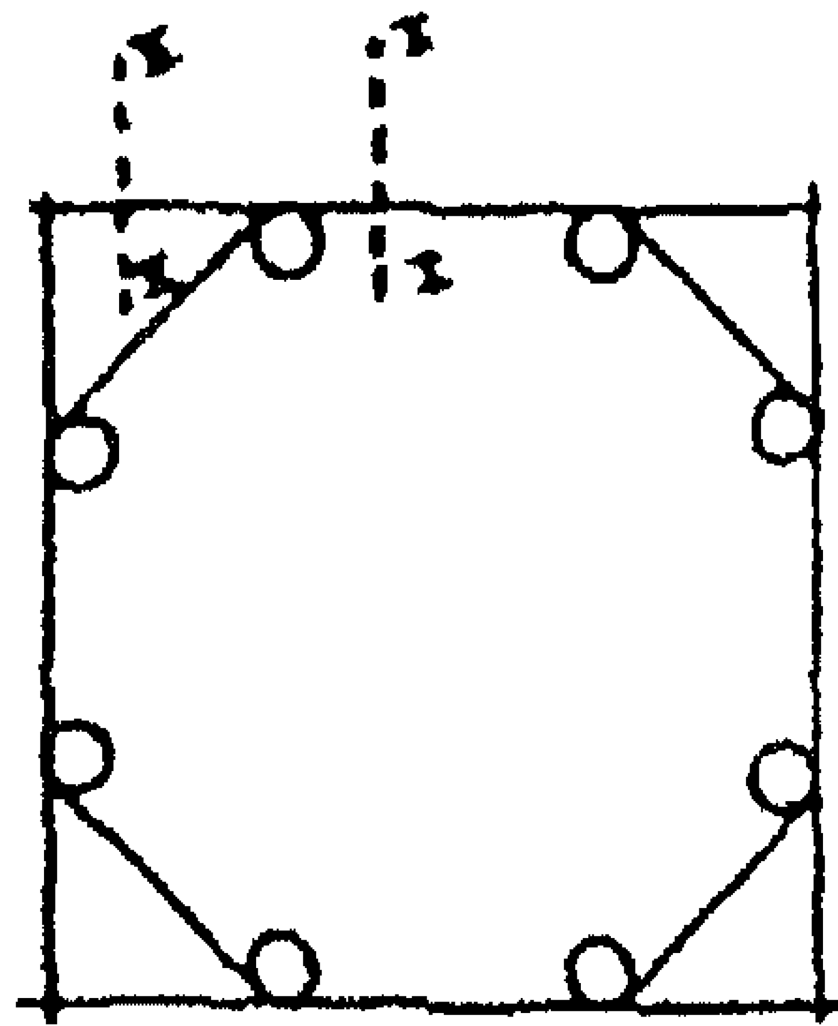
الشكل ١٠-٢٧: الكمرة الطرفية

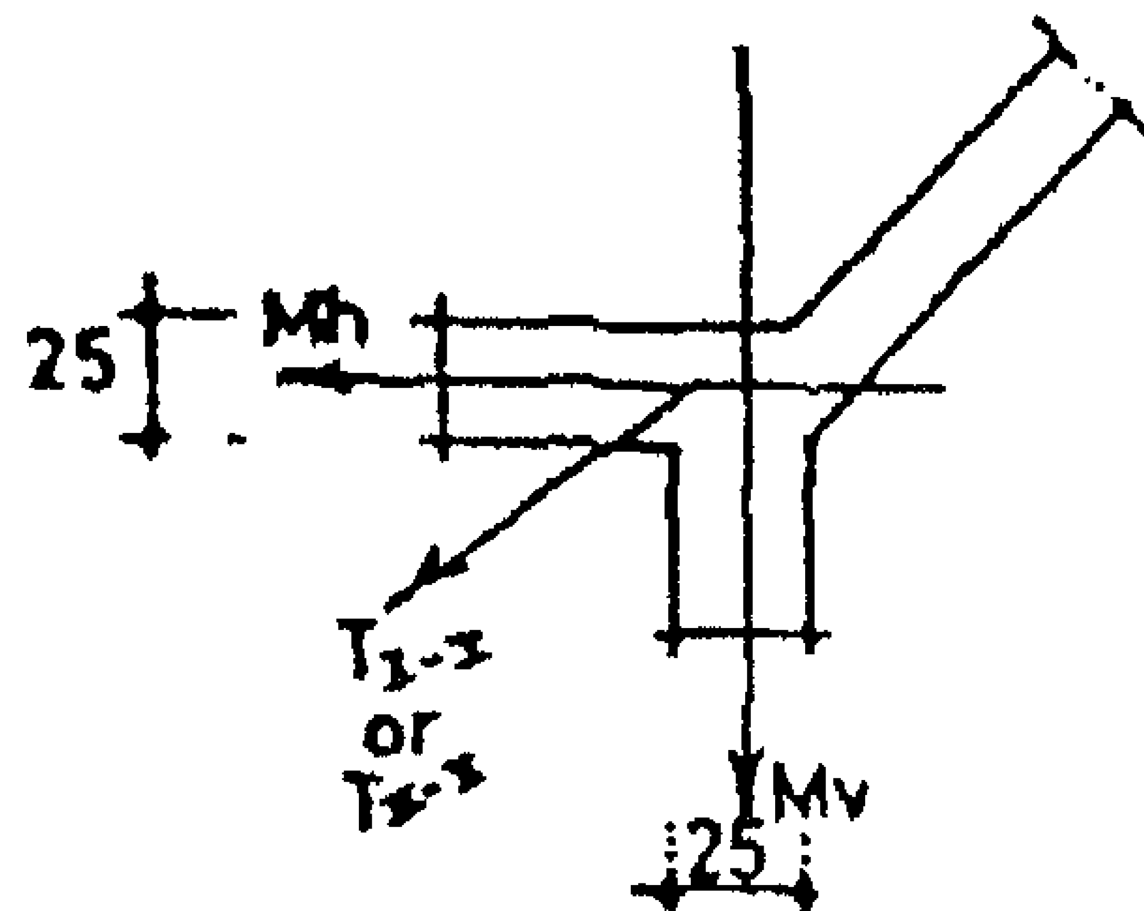
الشد المحوري الواقع على الكمرة الأفقية : $T_{I-I} = 25.92$ t

$T_{II-II} = 8.64$ t

كما هو موضح سابقًا.

۞ تصميم الكمرة الأفقية:





الشكل ١٠-٢٨: الكمرة الطرفية

$$F_{c_{all}} = 90\ kg/cm^2$$

$$d_o = 0.25\sqrt{\frac{5.76\times10^5}{25}} = 38.0\ cm$$

نأخذ: $b\times t = 25\times50\ cm$

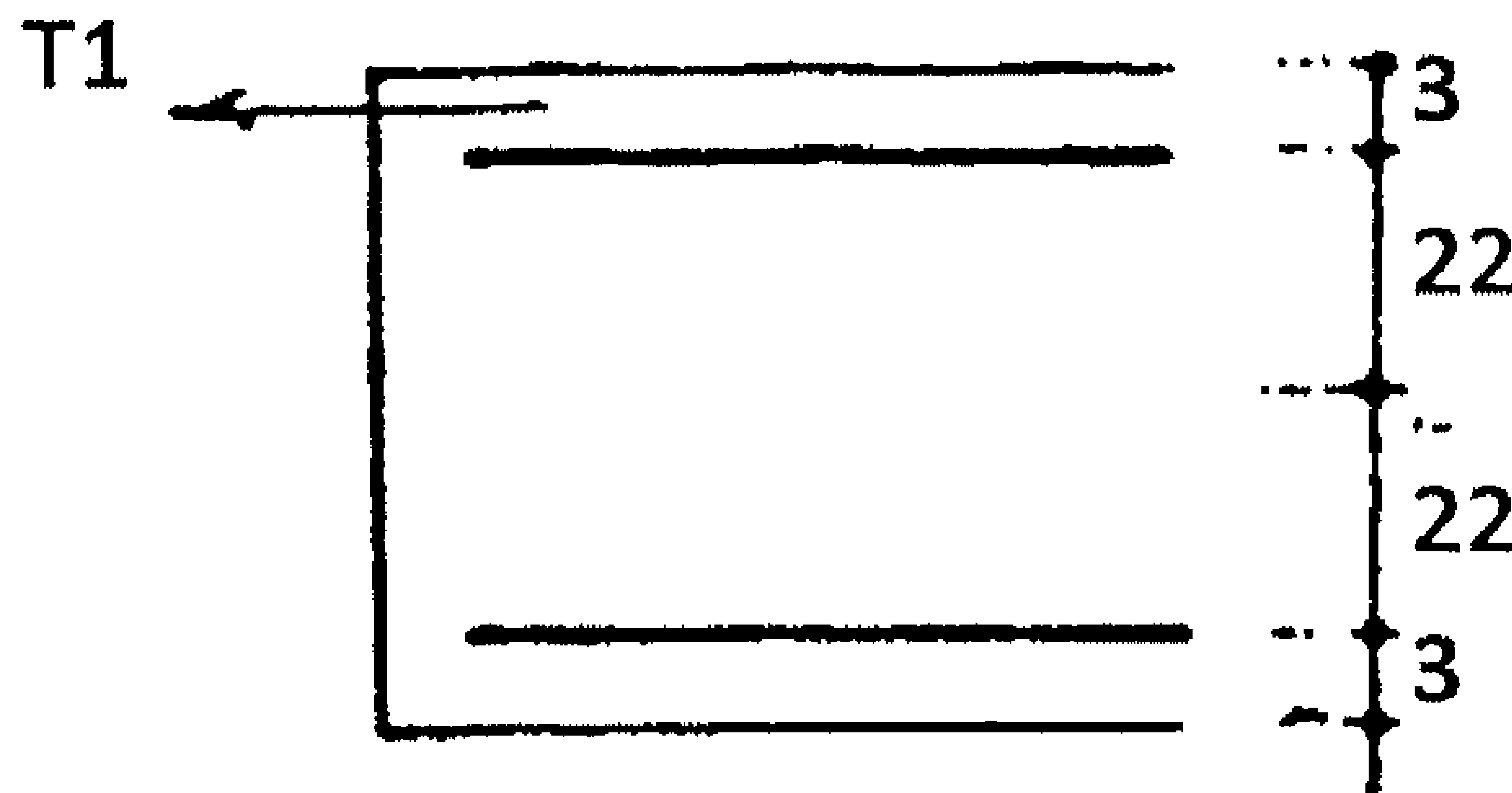
إزاحة صغيرة $e_o = \frac{5.76\times10^5}{25.92} = 22.22\ cm < \frac{1}{2}t < 25\ cm$

$$e_{s_1} = 22.0\ cm$$

$$T_1 = \frac{22}{22}\times25.92 = 25.9\ t$$

$$e_{s_2} = zero$$

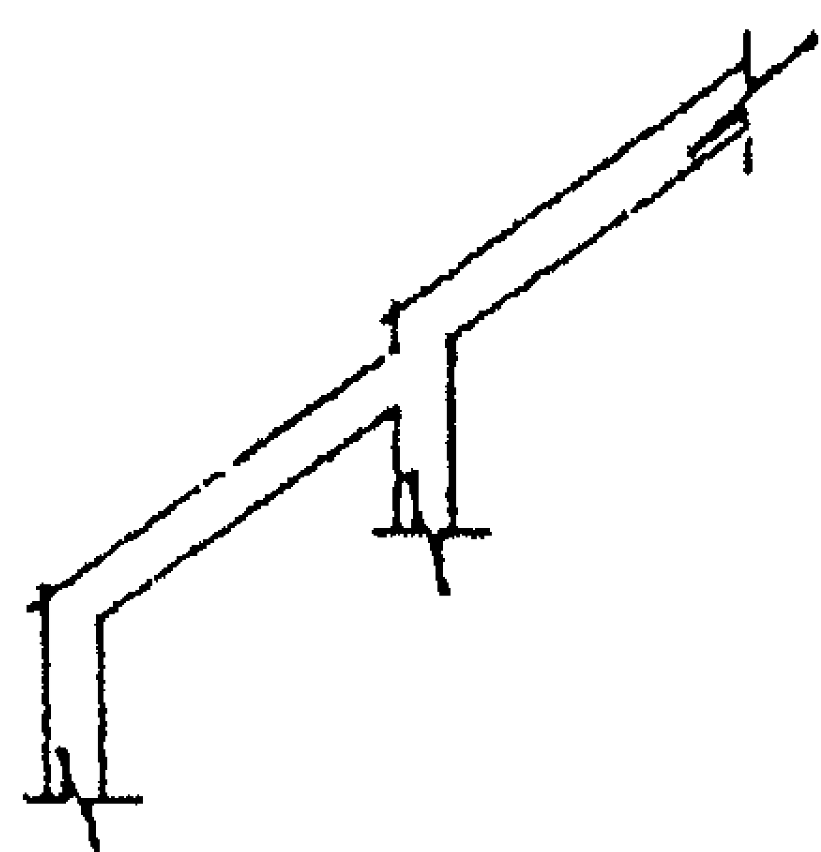
$A_s = \frac{25.9\times10^3}{1400} = 18.5\ cm^2$ 4ϕ24



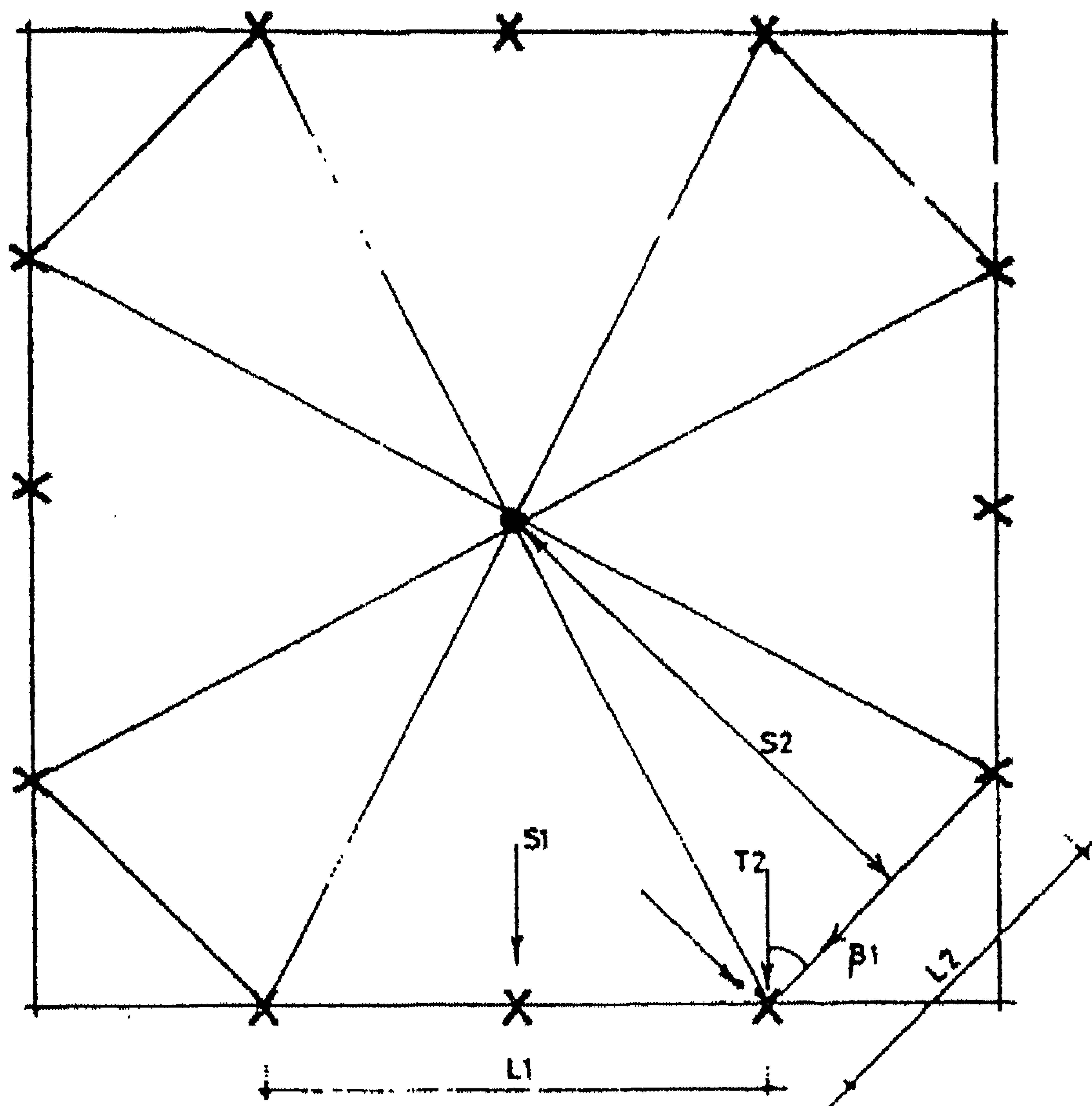
الشكل ١٠-٢٩: توزيع الشد مع حديد التسليح

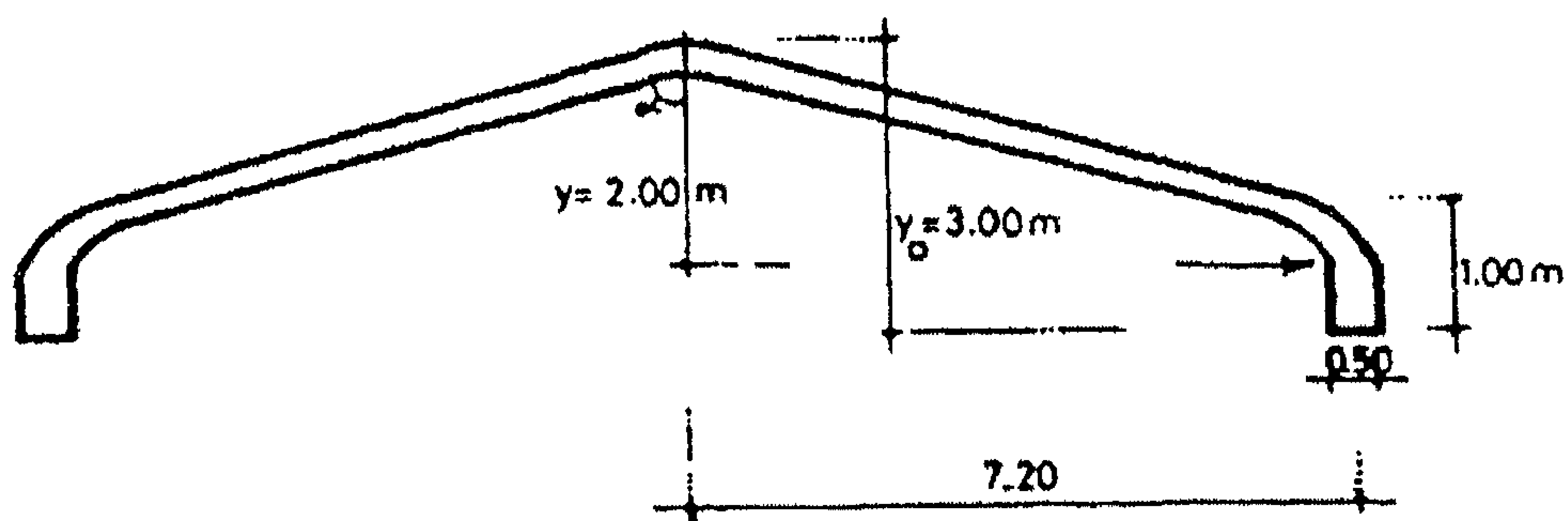
كل جانب من حرف الجانب المحمل بالتماثل سوف نضع 3ϕ16 لكل جانب لتوزيع إجهادات الشد على طول جانب حرف قاعدة الهرم.

مثال ١٠-٢: سقف هرم غير متساوي الأجناب.



الشكل ١٠-٣٠: سقف هرم غير متساوي





الشكل ١٠-٣١: مسقط أفقي السطح + قطاع رأسي

الحـل

تصميم البلاطات

✪ البلاطة S_1 :

$$g = 0.15 + 0.35 = 0.5 \ t/m^2$$

$$p = 0.13 \ t/m^2$$

$$T_1 = \frac{gL}{4\sin\alpha\cos\alpha} = 3.5 \ t/m^{\backslash}$$

$$\alpha = \tan^{-1}\frac{7.2}{2} = 74.5°$$

$$T_{1^{\backslash}} = \frac{pL}{4\cos\alpha} = 1.50 \ t/m^{\backslash}$$

$$\sum T_1 = 4.55 \ t/m^{\backslash}$$

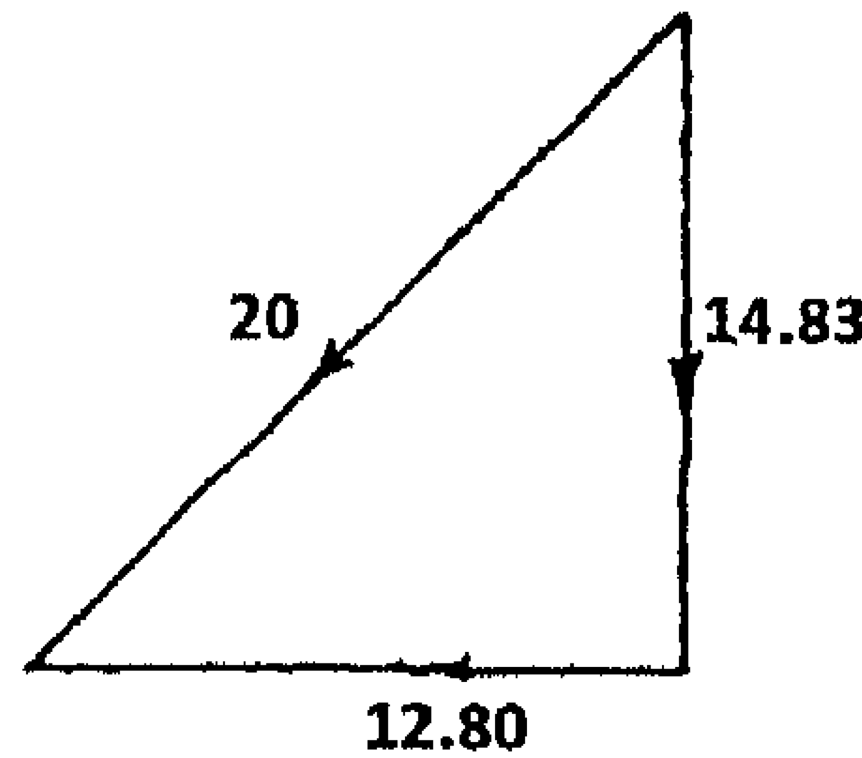
$$T_2 = 0.5 \times 2 \times \tan^2\alpha = 12.96 \ t/m^{\backslash}$$

$$T_{2^{\backslash}} = \frac{7.2}{2} \times 0.15 \times \tan\alpha\sin\alpha = 12.96 \ t/m^{\backslash}$$

$$\sum T_2 = 14.83 \ t/m^{\backslash}$$

$$\beta = 90 - \cos^{-1}\frac{3.6}{5.1} = 44.9$$

✪ البلاطة S_2 :



الشكل ١٠-٣٢: مثلث القوى

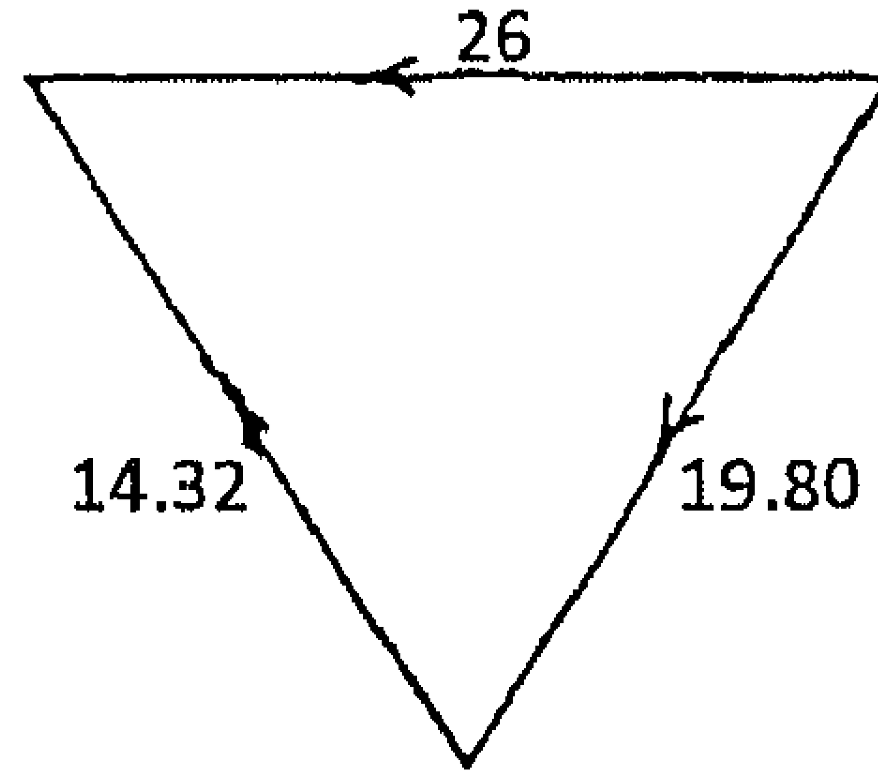
$$L_2 = 3.6\sqrt{2} = 5.1$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}\frac{7.8}{2} = 74.5$$

$$T_1 = \frac{0.5\times 5.1}{4\sin\alpha_2\cos\alpha_2} = 2.55$$

$$T_{1^\backslash} = \frac{0.15\times 5.1}{4\cos\alpha_2} = 0.74$$

$$\sum T_1 = 3.29\ t/m^\backslash$$



الشكل ١٠-٣٣: مثلث القوى

$$T_2 = g\,y\tan^2\alpha = 0.5\times 2\times\tan^2\alpha_2 = 13.0\ t/m^\backslash$$

$$T_2 = \frac{1}{2}pL\tan\alpha\sin\alpha = \frac{1}{2}\times 0.15\times 5.1\times\tan\alpha\sin\alpha = 1.32$$

$$\sum T_2 = 14.32\ t/m^\backslash$$

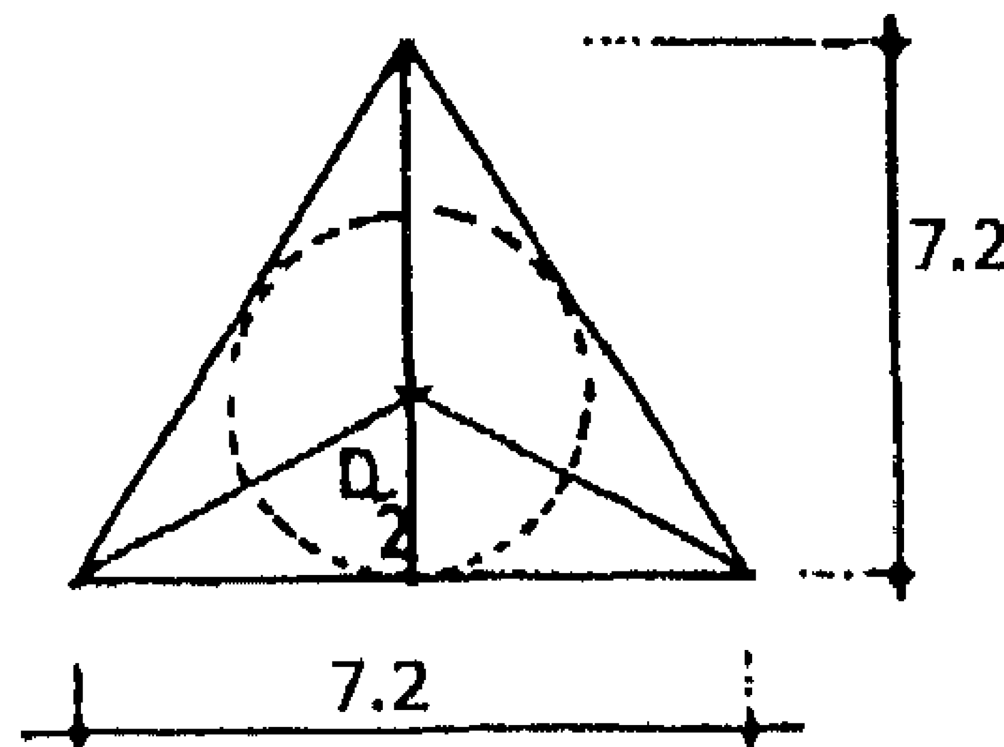
$$T_{2^\backslash} = 26\ t/m^\backslash$$

$$T_2 = 19.8\ t/m^\backslash$$

$$\sum T_{2^\backslash}\ 12.8 + 26 = 38.8\ t/m^\backslash$$

$$\sum T_{2^{\backslash\backslash}} = 19.8 + 20 = 39.8\ t/m^\backslash$$

۞ عزوم الانحناء على البلاطة S_1 :



الشكل ١٠-٣٤: شكل البلاطة وتقريب الحل إلى دائرة داخلية

$$D = 2.1$$

$$M = w\sin a \times \frac{2.1^2}{12} = 0.23\ m.t \qquad 6\phi 8/m^{\backslash}$$

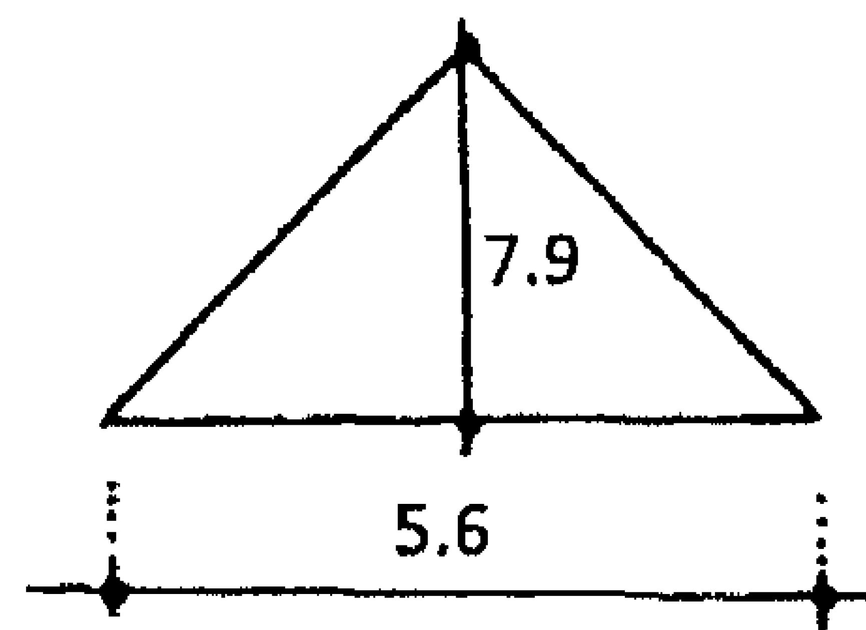
تصميم قطاع البلاطة

$$t = 14\ cm$$

$$F_{co_1} = \frac{40000}{100\times 14} = 28.57\ cg/m^2 \qquad \text{(آمن)}$$

$$F_{co_2} = \frac{4.17\times 1000}{100\times 14} = \text{مُهملة}$$

۞ قطاع البلاطة S_2 :



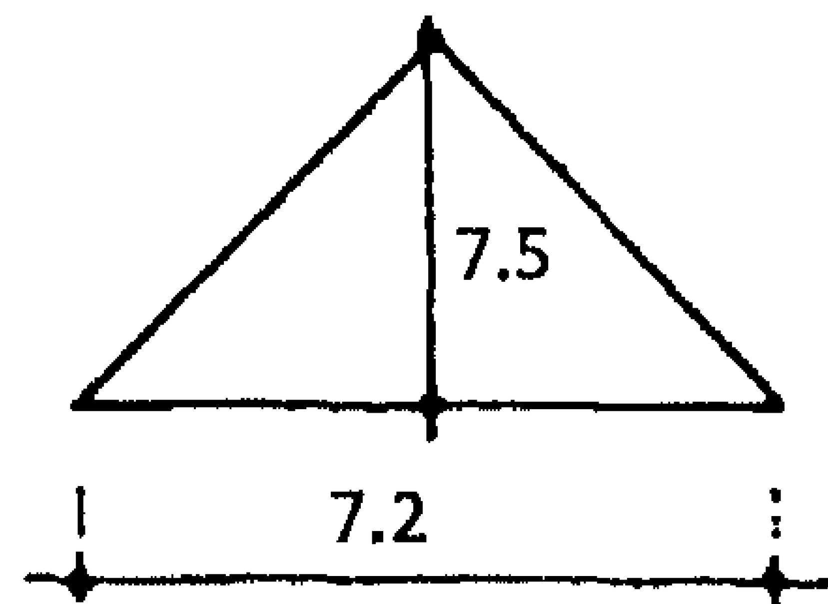
الشكل ١٠-٣٥: شكل البلاطة

$$V = \frac{0.5\times 5.1}{2} + \frac{0.15\times 5.1}{4} = 1.47\ t/m^{\backslash}$$

$$H = V\tan\alpha_2 = 3.9\times 1.47 = 5.7\ t/m^{\backslash}$$

$$T_1 = 5.7\times\frac{5.1}{2} = 14.25\ t/m^{\backslash}$$

۞ قطاع البلاطة S_1 :



الشكل ١٠-٣٦: شكل البلاطة

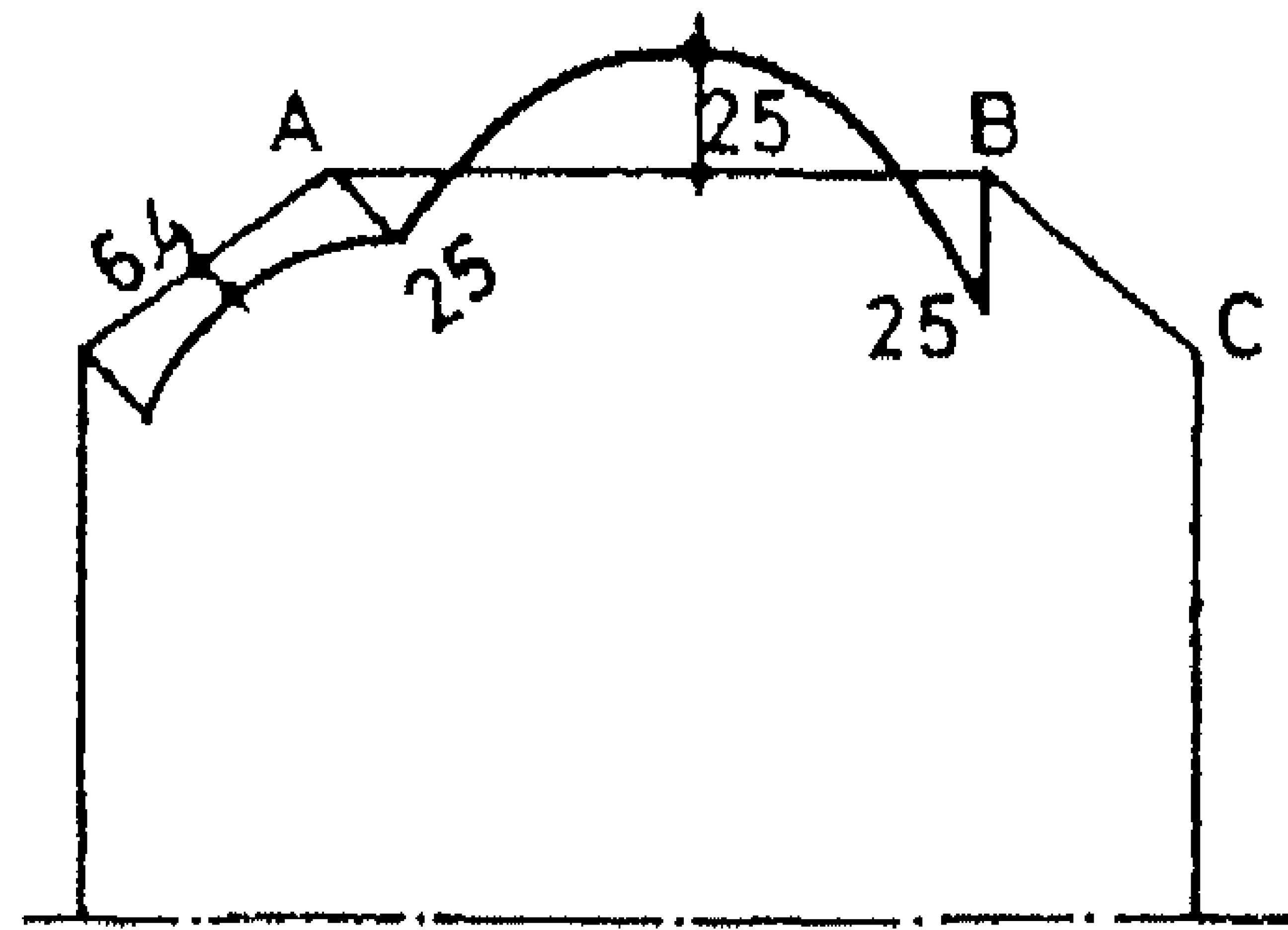
$$V = \frac{0.5\times 7.5}{2} + \frac{0.15\times 7.2}{4} = 2.15\ t/m^{\backslash}$$

$$H_1 = V \tan\alpha_1 = 3.6 \times 2.15 = 7.72 \ t/m'$$

$$T_1 = 7.72 \times \frac{7.2}{2} = 27.8 \ t/m'$$

S_1 الشد المحوري في $= 26 + 26.5 = 52.5 \ t$

S_2 الشد المحوري في $= 40 + 15 = 55 \ t$



الشكل ١٠-٣٧: توزيع القوى

$$F.E\,M\,BA = +\frac{7.7 \times 7.2^2}{12} = 33.3 \ m.t$$

$$F.E\,M\,BC = -\frac{5.1^2 \times 5.7}{12} = -12.4 \ m.t$$

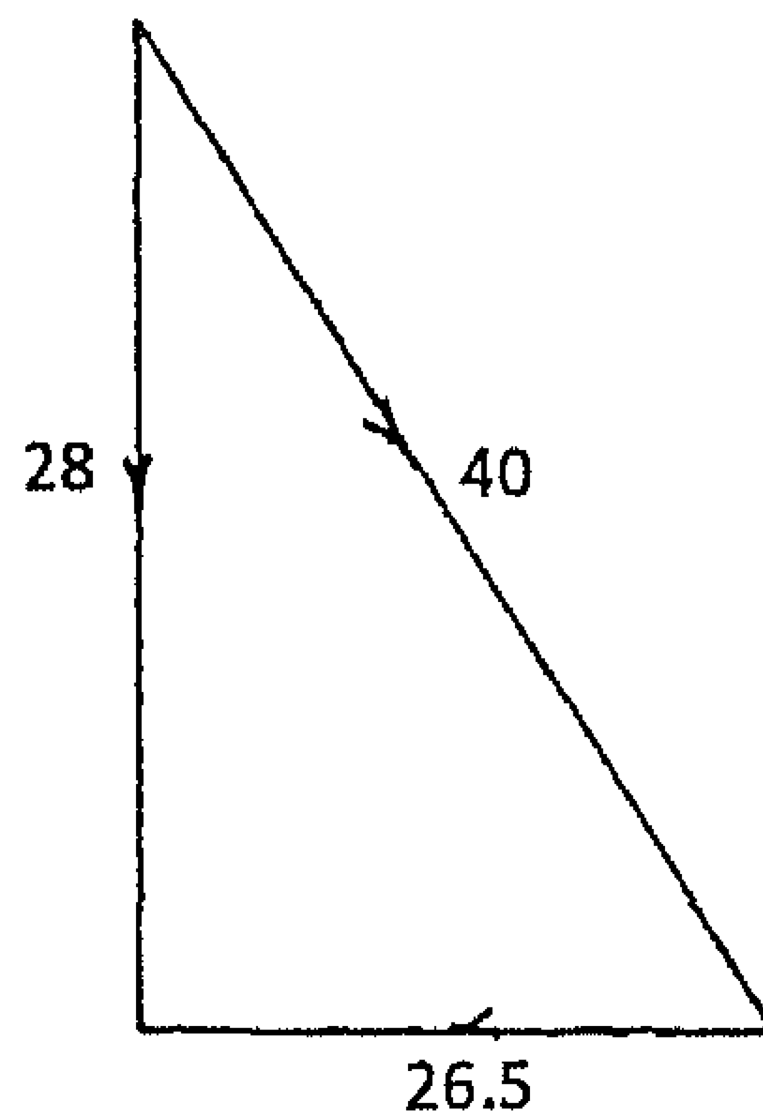
$$K\,BA = \frac{\frac{1}{7.2}}{\frac{1}{7.2} \times \frac{1}{5.1}} = 0.4$$

$$K\,BC = 1 - 0.4 = 0.6$$

الجدول ١٠-١: توزيع العزوم

Joint		
Member	BA	
K	0.4	0.6
F.E M	+33.3	12.36
Bal. M	+8.4	-12.6
Final M	24.9	24.96

۞ تصميم القطاع 1:



الشكل ١٠–٣٨: توزيع القوى

$$M = 25 \text{ m.t}$$

$$T = 53 \text{ t}$$

$$d_o = 0.28\sqrt{\frac{25\times100000}{80}} = 49.49$$

نأخذ $t = 50$

$$e_o = \frac{25\times100}{53} = 47.17 \text{ cm} > \frac{t}{2}$$

$$e_s = 47.17 - \frac{50}{2} + 5 = 17.17 \text{ cm}$$

$$M_s = 53\times0.17 = 9.01 \text{ m.t}$$

$$A_s = \frac{9.01\times10^5}{1600\times46} + \frac{53}{1.8} = 12.24 + 29.44 = 41.7 \text{ cm}^2$$ $9\phi25$

۞ فحص الالتواء:

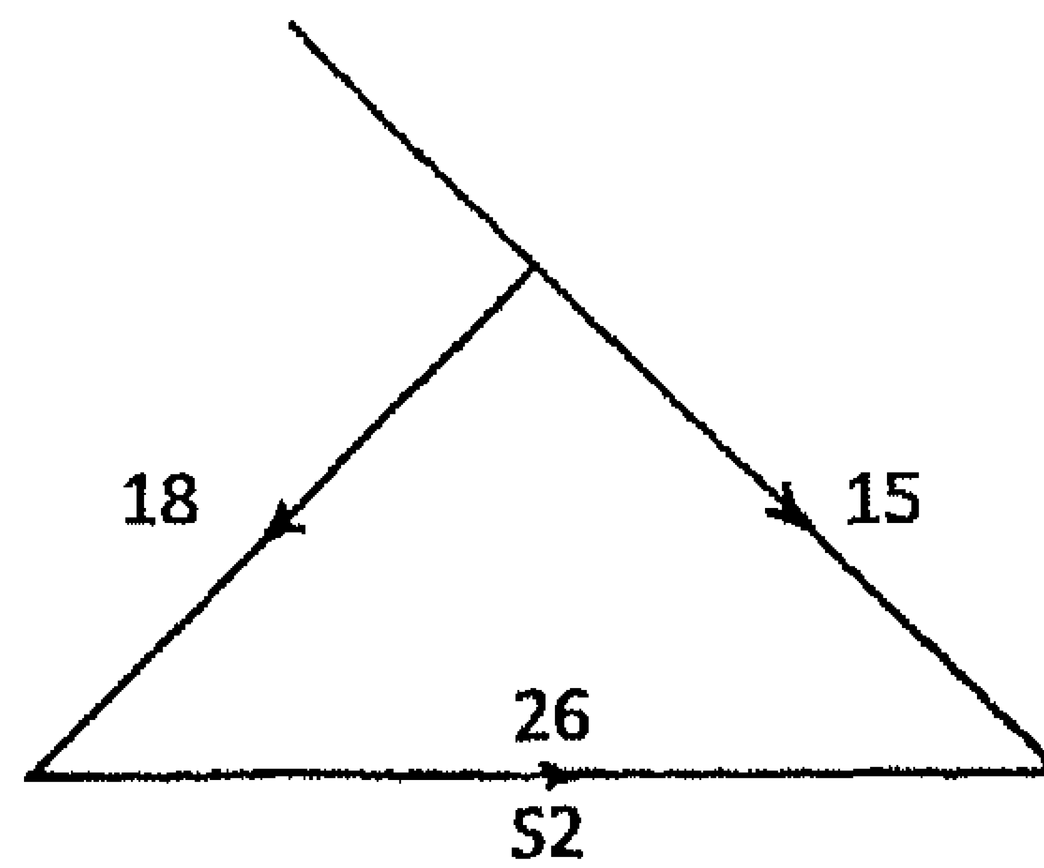
$$H = 7.72$$

$$e = 0.4$$

$$M = 7.72\times0.4 = 3.08 \text{ m.t/m}'$$

$$M\ (\text{total}) = 3.08\times3.6 = 11.1 \text{ m.t/m}'$$

$$b\times t = 100\times50$$



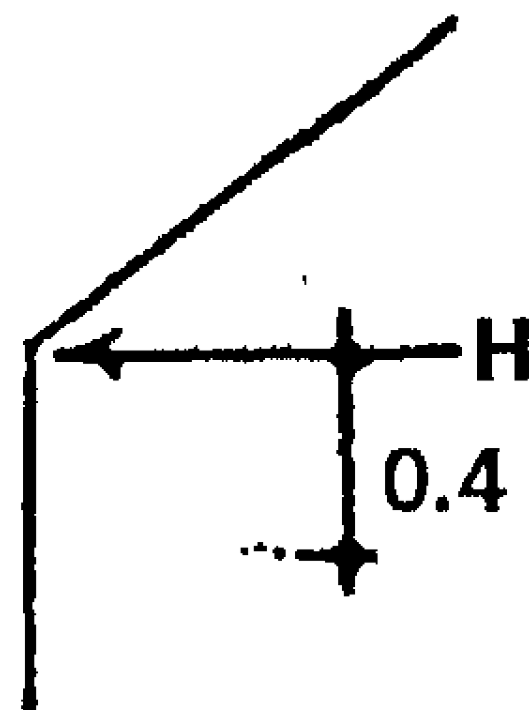
الشكل ١٠-٣٩: توزيع مثلث القوى

$$\frac{t}{b} = \frac{50}{100} = 0.5$$

$$\Psi = 3 + \frac{2.6}{0.5 + 0.45} = 5.7$$

نأخذ $\Psi = 4$ طبقاً للكود المصري للخرسانة المسلحة (٢٠٠١م):

$$q_1 = \frac{11.1 \times 10^5 \times 4}{100 \times 50 \times 50} = 17.76 \ kg/cm^2$$

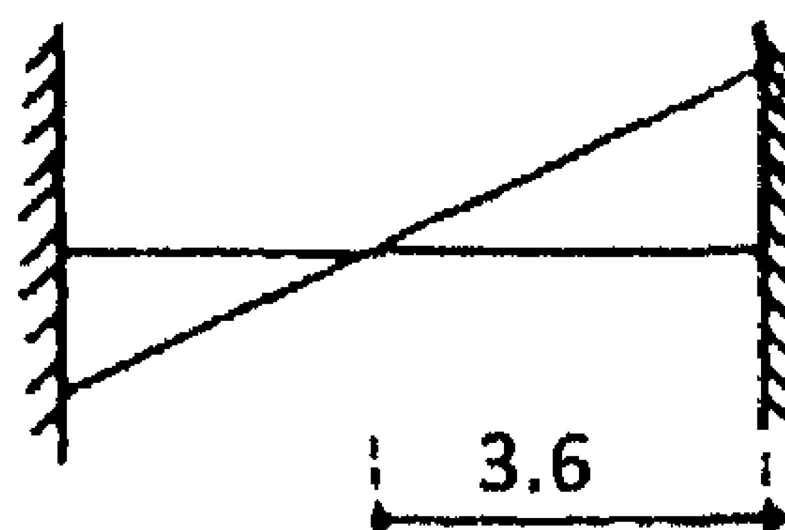


الشكل ١٠-٤٠: نقطة تأثير القوة

فإذا كان

$$b \times t = 100 \times 60$$

$$\Psi = 3 + \frac{2.6}{0.6 + 0.45} = 5.5$$



الشكل ١٠-٤١: شكل عزم الالتواء

نأخذ

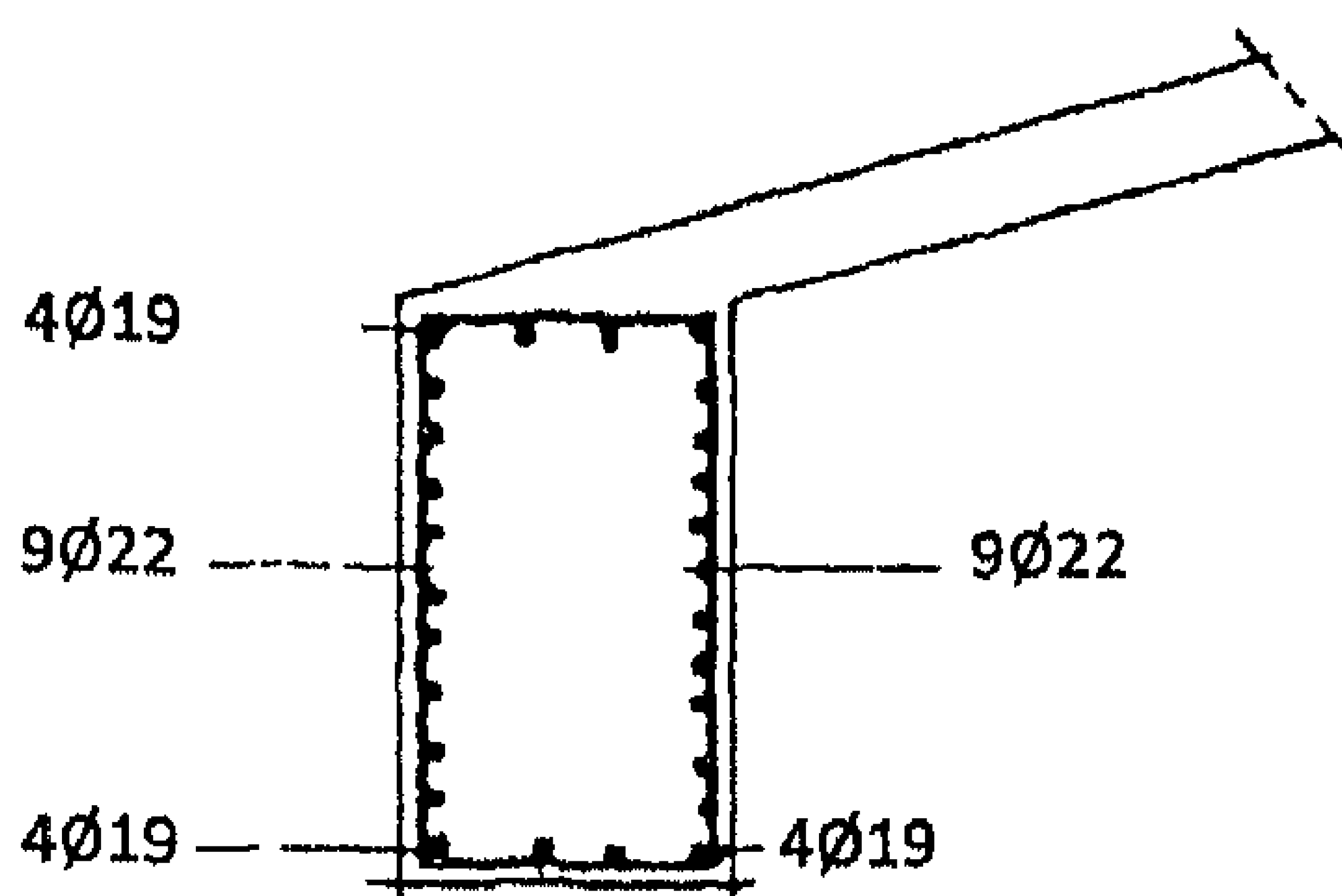
$$\Psi = 4$$

$$q_1 = \frac{11.1\times10^5\times4}{100\times60\times60} = 12.33\ \text{kg/cm}^2$$

نختار كانات مغلقة $6\phi10/m^{\backslash}$ أربعة فروع مع استخدام تسليح إضافي طولي على الأجناب.

$$= \frac{11.1\times10^5\,(55+95)}{55\times95\times140} = 22.76$$

$$A_s\ (\text{top}) = \frac{22.79}{2} = 11.4\ \text{cm}^2$$ 4ϕ19



الشكل ١٠-٤٢: قطاع عرضي في تسليح الكمرة

۞ التسليح الرأسي:

$$V = 2.15\ t/m^{\backslash}$$

$$M = 2.15\times\frac{7.2^{-2}}{8} = 13.9\ \text{m.t}$$

$$A_s = \frac{13.9\times10^5}{1600\times95} = 9.16\ \text{cm}^2$$ 4ϕ19

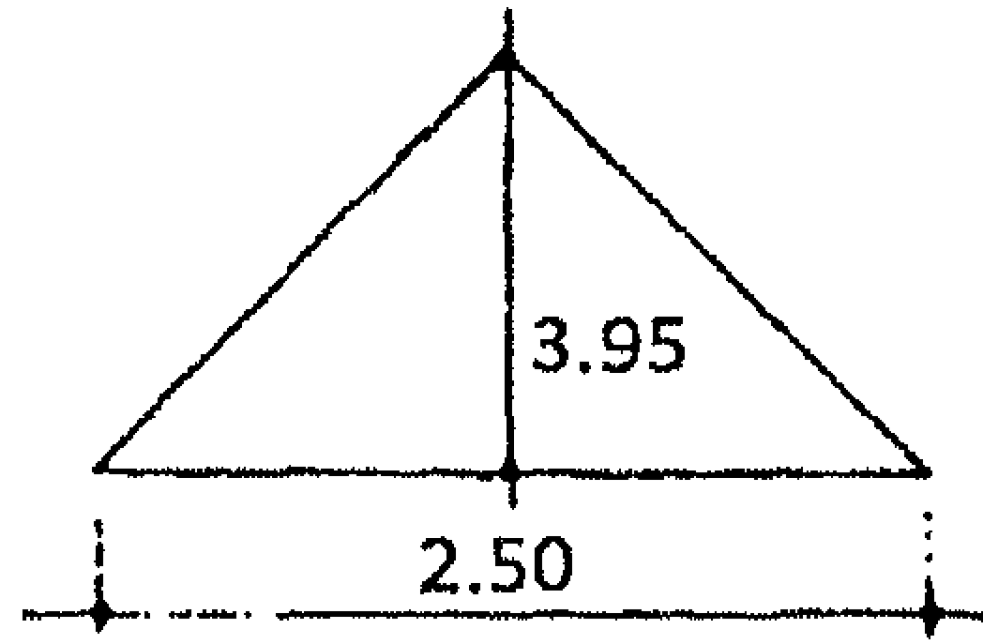
أحمال الكمرة الحلقية

۞ للبلاطة S_2 :

$$V = \frac{0.5\times2.5}{2} + \frac{0.15\times2.5}{4} = 0.73\ t/m^{\backslash}$$

$$H = V\tan\alpha_2 = 0.73\times1.17 = 2.82\ t/m^{\backslash}$$

$$T_1 = 2.82\times\frac{2.5}{2} = 3.56\ t$$



الشكل ١٠-٤٣: الحمل الرأسي

۞ للبلاطة S_1 :

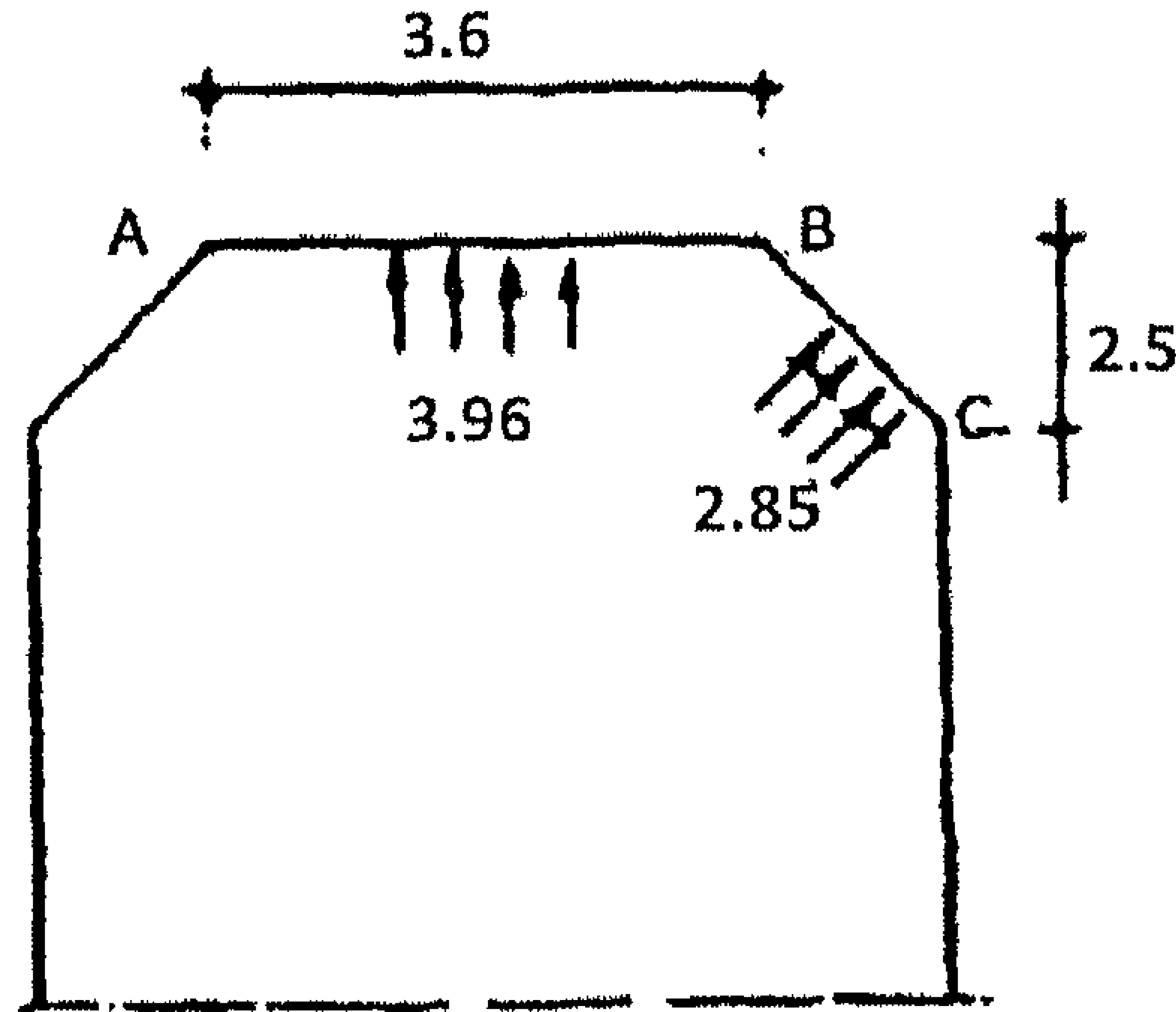
$$V = \frac{0.5\times3.75}{2} + \frac{0.15\times3.6}{4} = 1.1\ t/m^{\backslash}$$

$$H_1 = V\tan\alpha_1 = 1.1\times3.6 = 3.96\ t/m^{\backslash}$$

$$T_1 = 3.96\times\frac{3.6}{2} = 7.13\ t$$

الشد المحوري في S_1 $= 26\times\frac{3.56}{14.25} + 26.5\times\frac{7.13}{27.8} = 13.3\ t$

الشد المحوري في S_2 $= 40\times\frac{3.56}{14.25} + 15\times\frac{7.13}{27.8} = 13.85\ t$



الشكل ١٠-٤٤: الأحمال الأفقية

$$F.E\ M\ BA = \frac{3.6^2\times3.96}{12} = 4.28\ m.t$$

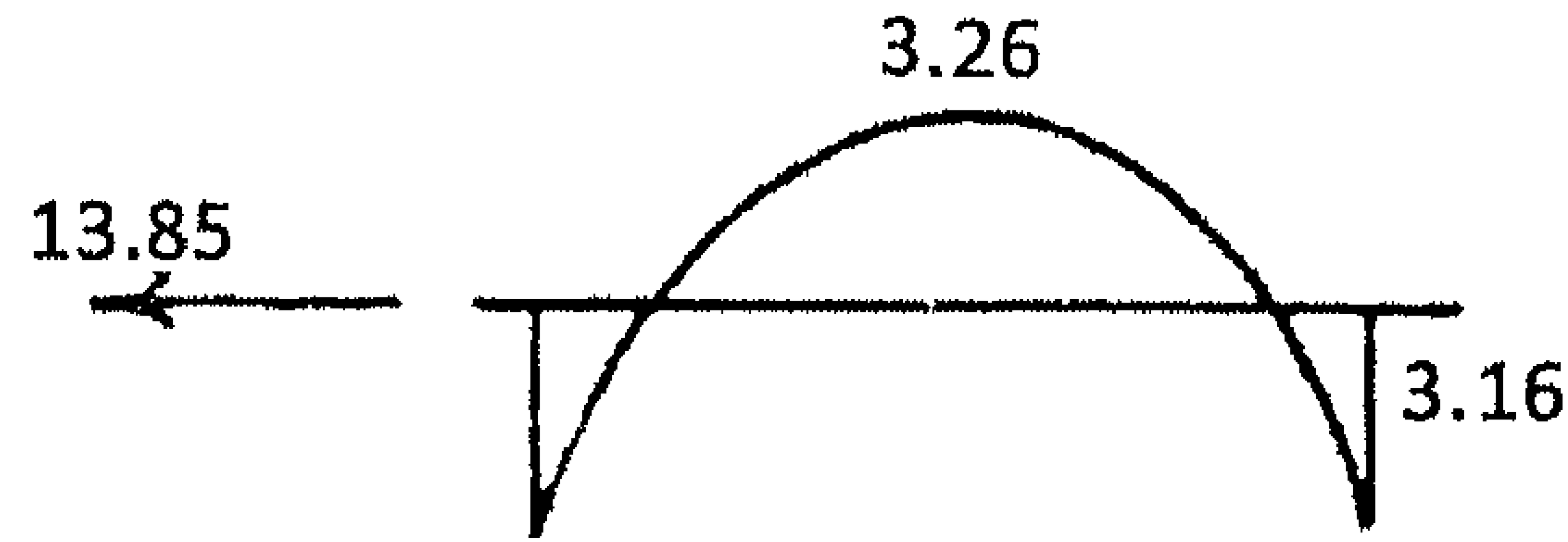
$$F.E\ M\ BC = -\frac{2.5^2\times2.85}{12} = 1.48\ m.t$$

$$K\,BA = \frac{\frac{1}{3.6}}{\frac{1}{3.6}\times\frac{1}{2.5}} = 0.4$$

$$K\,BC = 1 - 0.4 = 0.6$$

الجدول ١٠-٢: توزيع العزوم

BA	BA
0.4	0.6
4.28	1.48
- 1.12	1.68
+3.16	+3.16



الشكل ١٠-٤٥: شكل عزم الانحناء

$$M^{+}_{max} = \frac{3.6^2}{8}\times 3.96 - 3.16 = 3.26$$

$$M = 3.26$$

$$T = 13.85$$

$$d = 0.28\sqrt{\frac{3.26\times10^5}{50}} = 22.6\text{ cm}$$

$$b\times t = 50\times50$$

$$e_u = \frac{23.26\times10^5}{13.8\times10^3} = 23.5$$

$$A_s = \frac{13.85}{1.4} = 9.89\text{ cm}^2$$ 4ϕ19

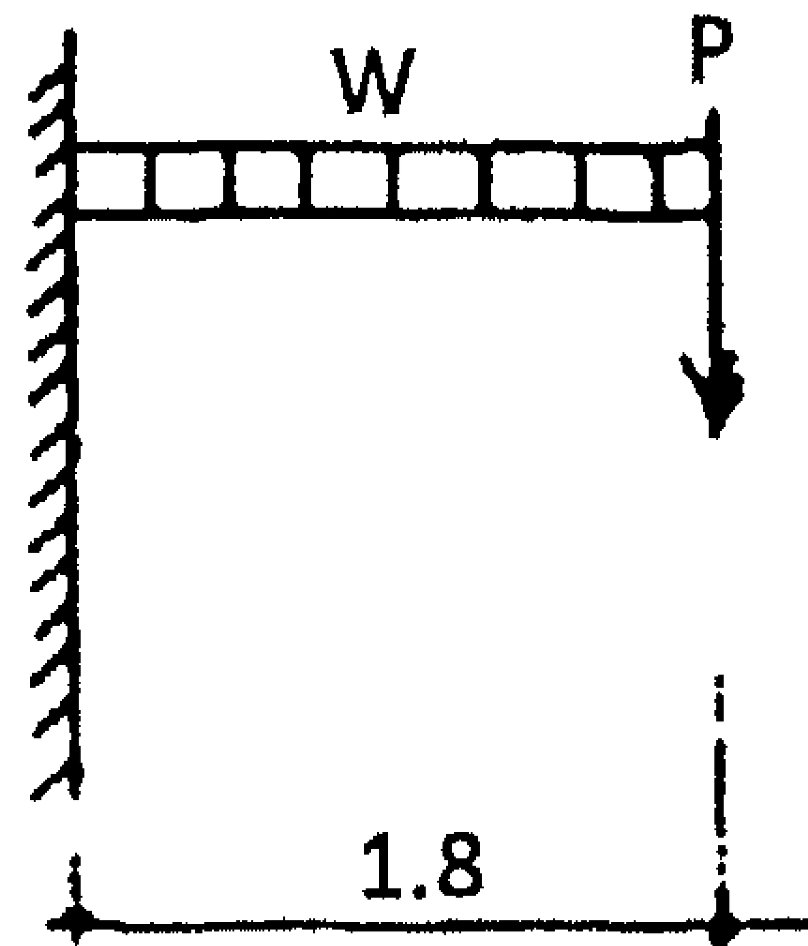
نأخذ 4ϕ22

$$w = 0.5\times 2.7 + 0.3 = 1.65\ \ t/m$$

$$p = 3.6(0.75\times 0.85 + 0.5\times 2.7 + 0.3) = 2.3\ \ t/m = 8.24\ t$$

$$M = 8.24\times 1.8 + 1.65\times \frac{1.8^{-2}}{2} = 17.51\ m.t$$

$$d = 0.28\sqrt{\frac{17.51\times 10^5}{25}} = 74.09$$



الشكل ١٠-٤٦: توزيع الأحمال

نأخذ $b = 40$

$$d = 0.28\sqrt{\frac{17.51\times 10^5}{40}} = 58.57\ cm$$

نأخذ $b\times t = 40\times 70$

$$A_s = \frac{17.5\times 10^5}{1200\times 65} = 22.44 \qquad 5\phi 25$$

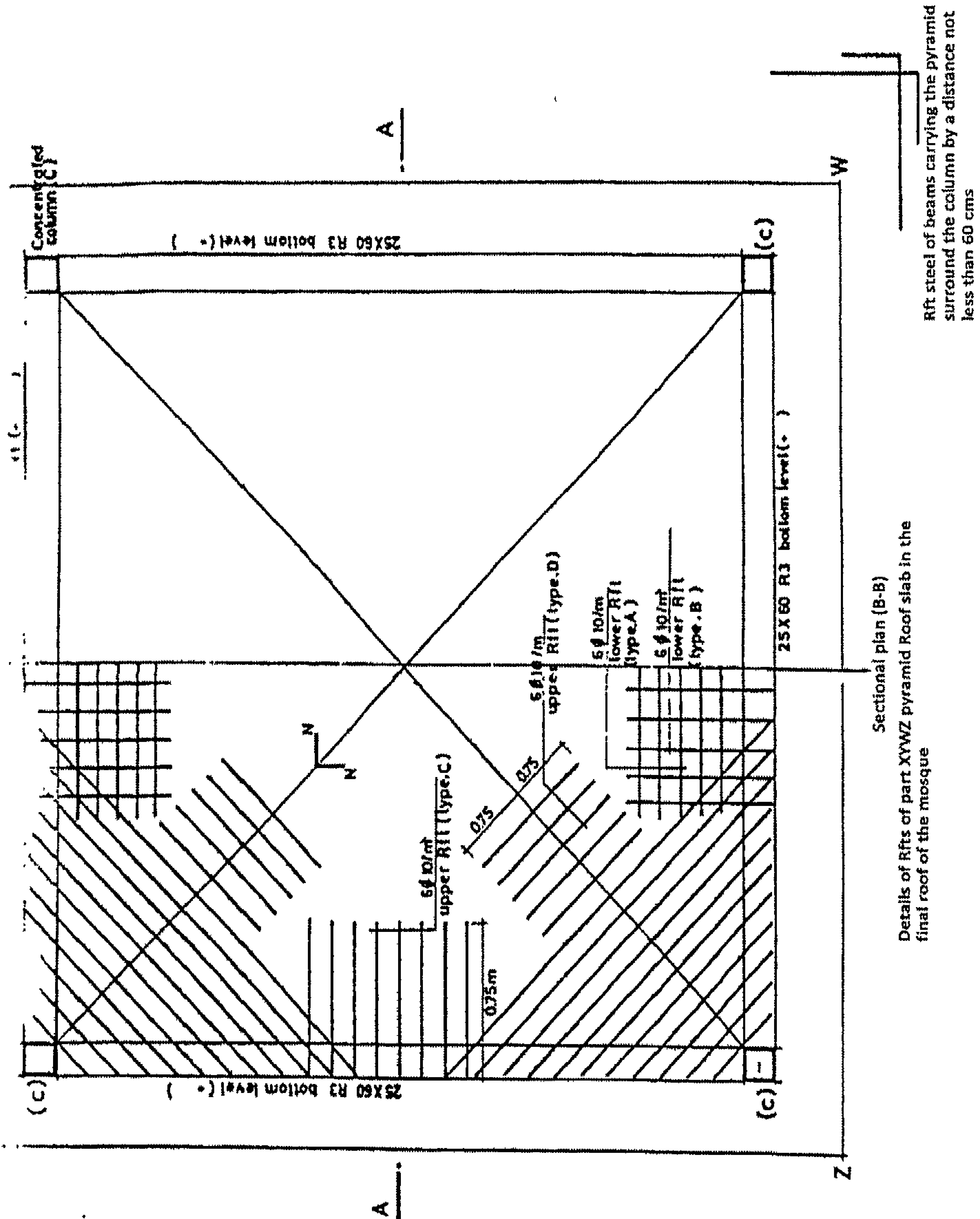
$$p = 2.3\times 5.4 = 12.42\ \ t/m$$

$$M = 12.42\times 1.8 + 1.65\times \frac{1.8^{-2}}{2} = 25.03\ m.t$$

$$d = 0.265\sqrt{\frac{25.03\times 10^5}{40}} = 66.29\ cm$$

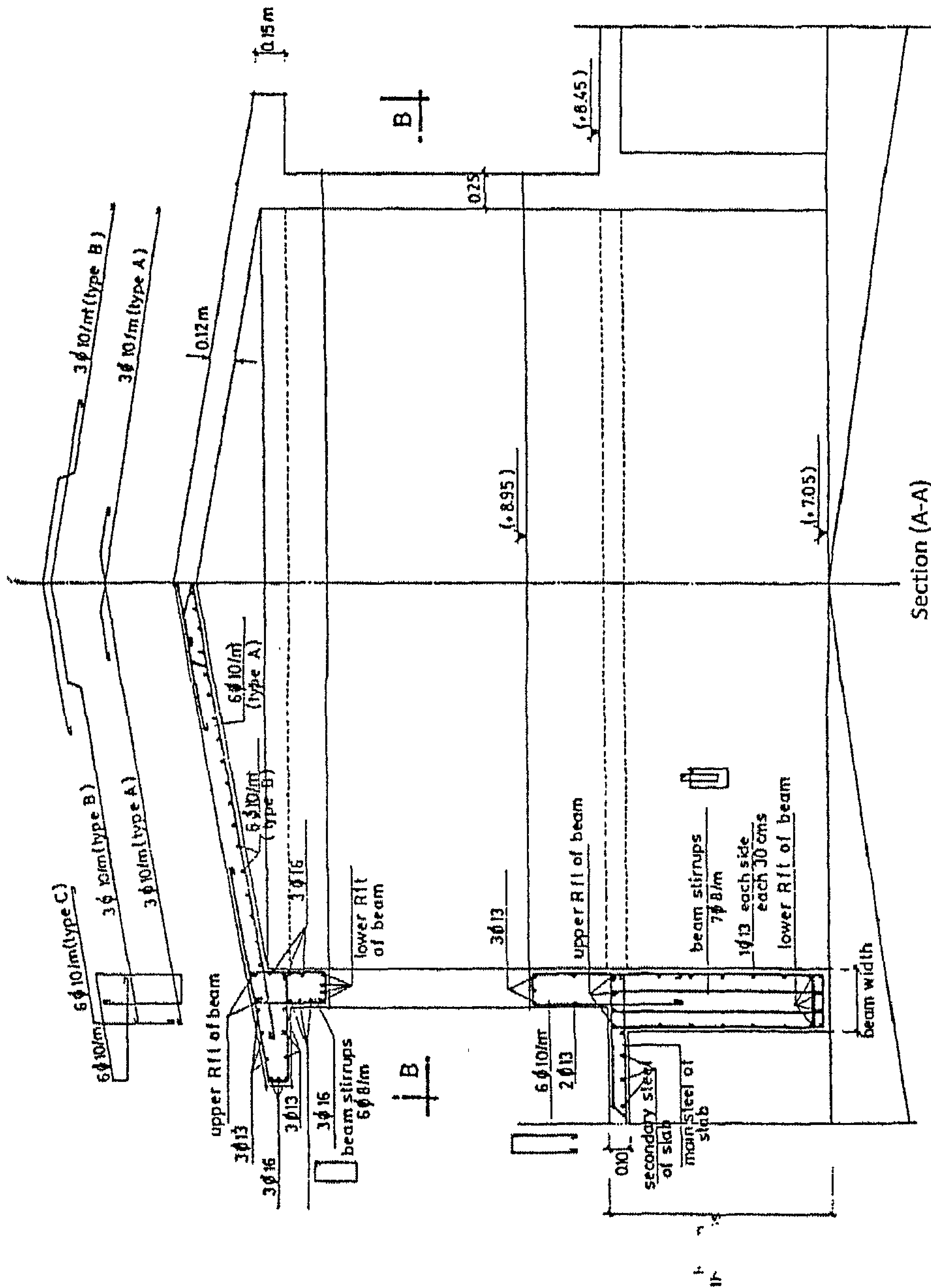
نأخذ $b\times t = 40\times 70$

$$A_s = \frac{25.03\times 10^5}{1200\times 66} = 31.6\ cm^2 \qquad 7\phi 25$$

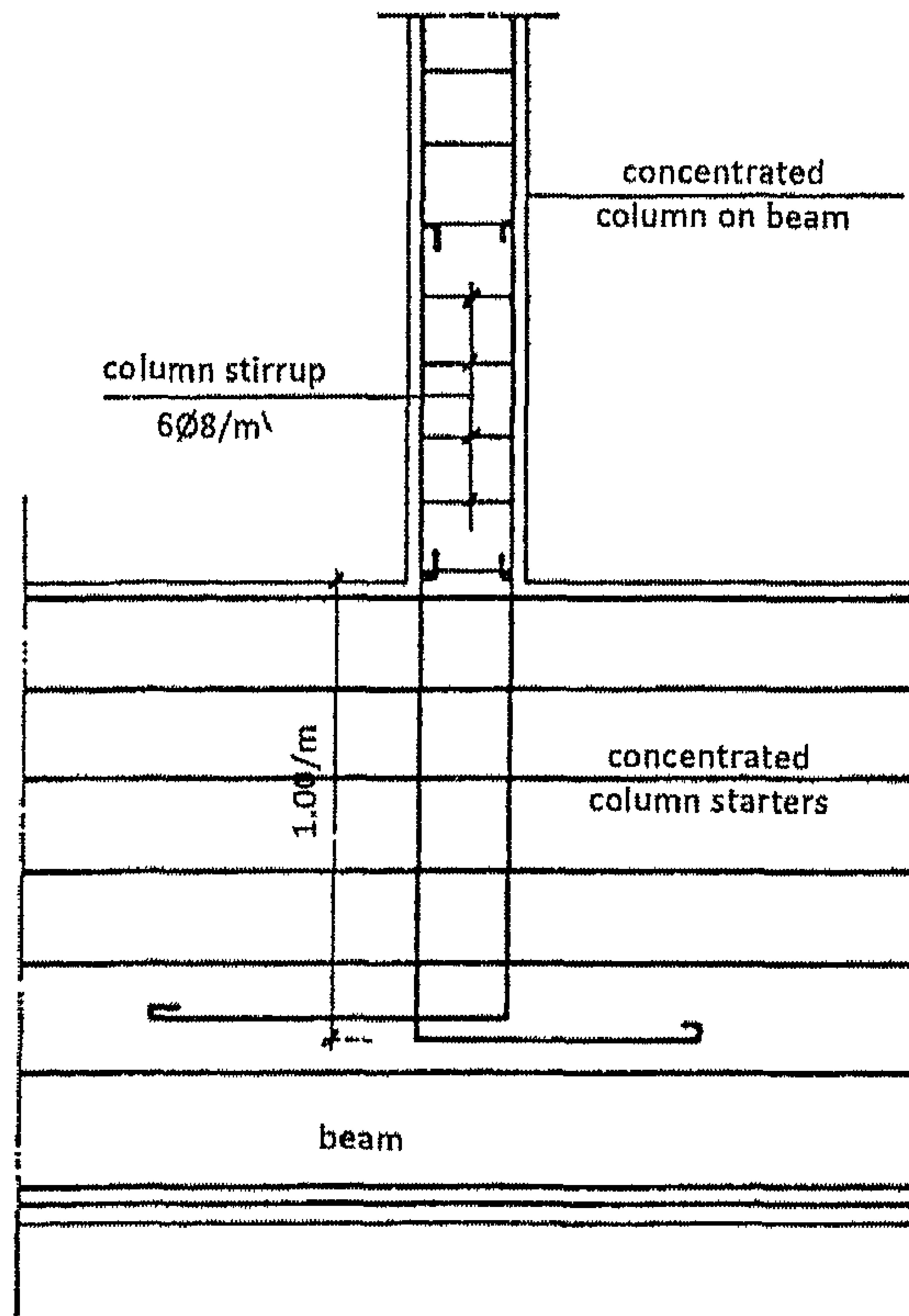


Details of Rfts of part XYWZ pyramid Roof slab in the final roof of the mosque

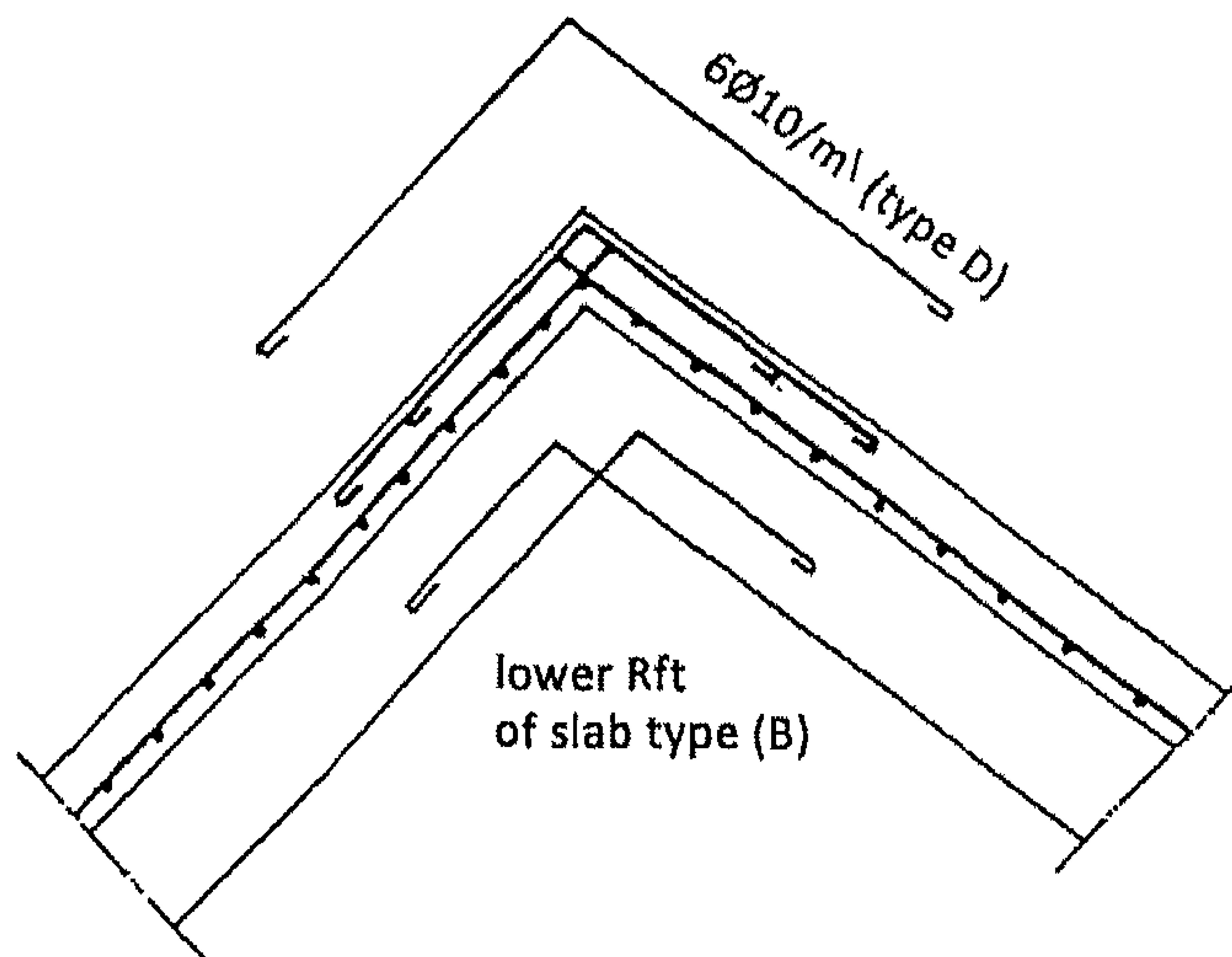
الشكل ١٠-٤٧: مسقط أفقي لسقف الهرم لبيان حديد التسليح



الشكل ١٠-٨-٤: قطاع رأسي لسقف الهرم لبيان حديد التسليح وأبعاد القطاعات الخرسانية

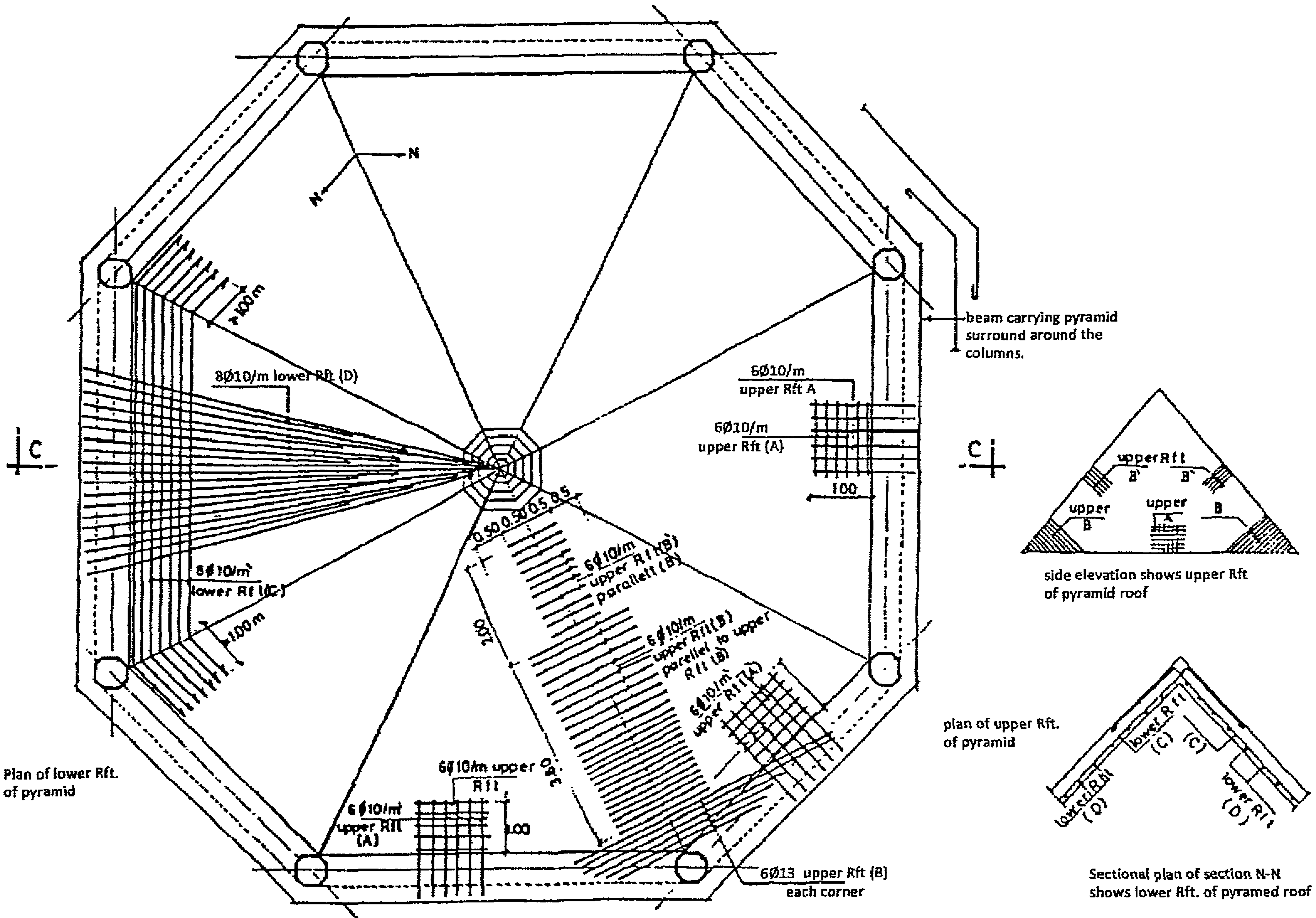


الشكل ١٠-٤٩: تفاصيل تسليح الوصلة بين العمود المركزي C المحمل على الكمرات الرئيسية

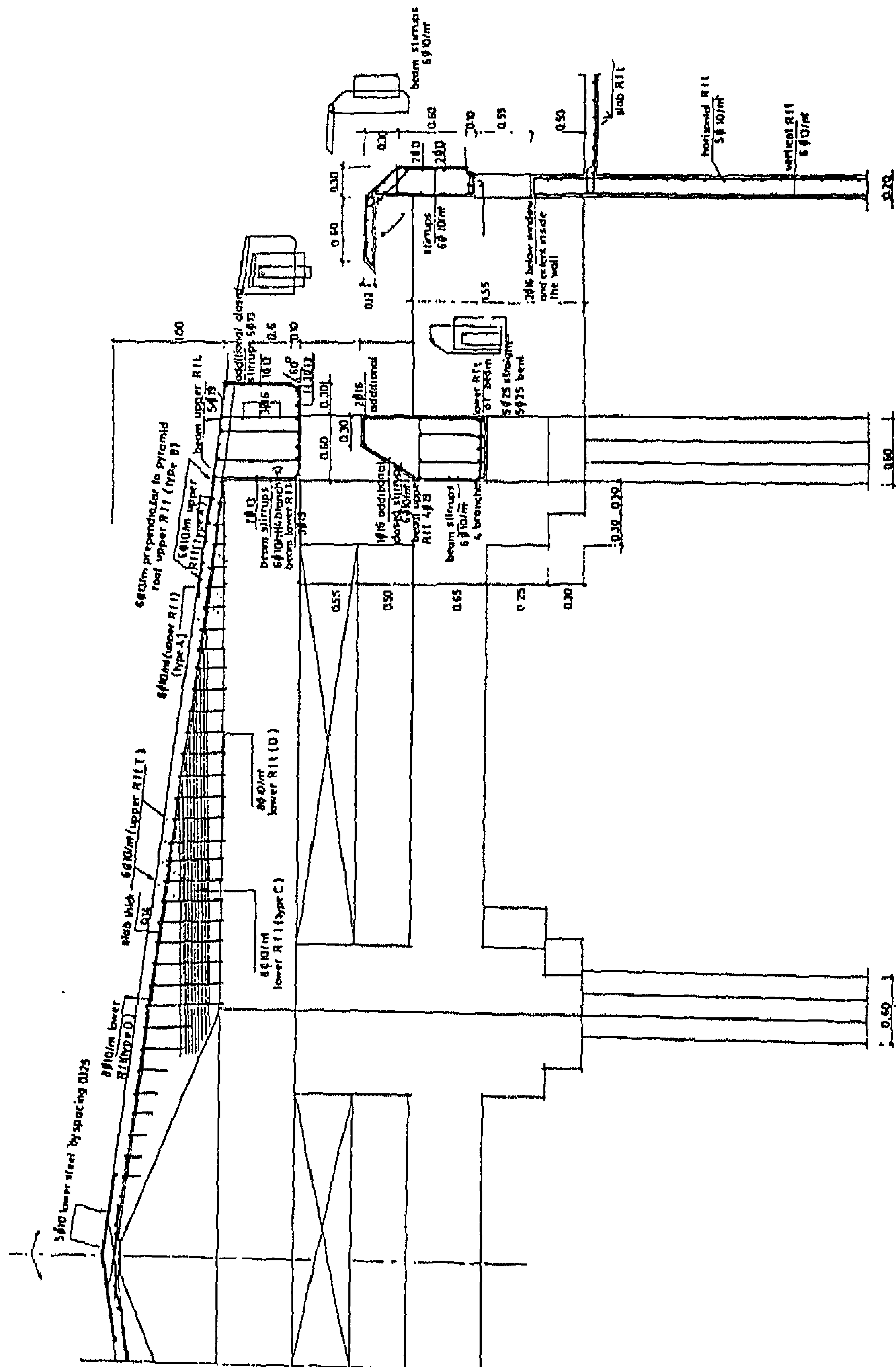


Section N-N

الشكل ١٠-٥٠: توضيح شكل حديد التسليح العلوي والسفلي الممتد على خط تقاطع السطح الهرمي

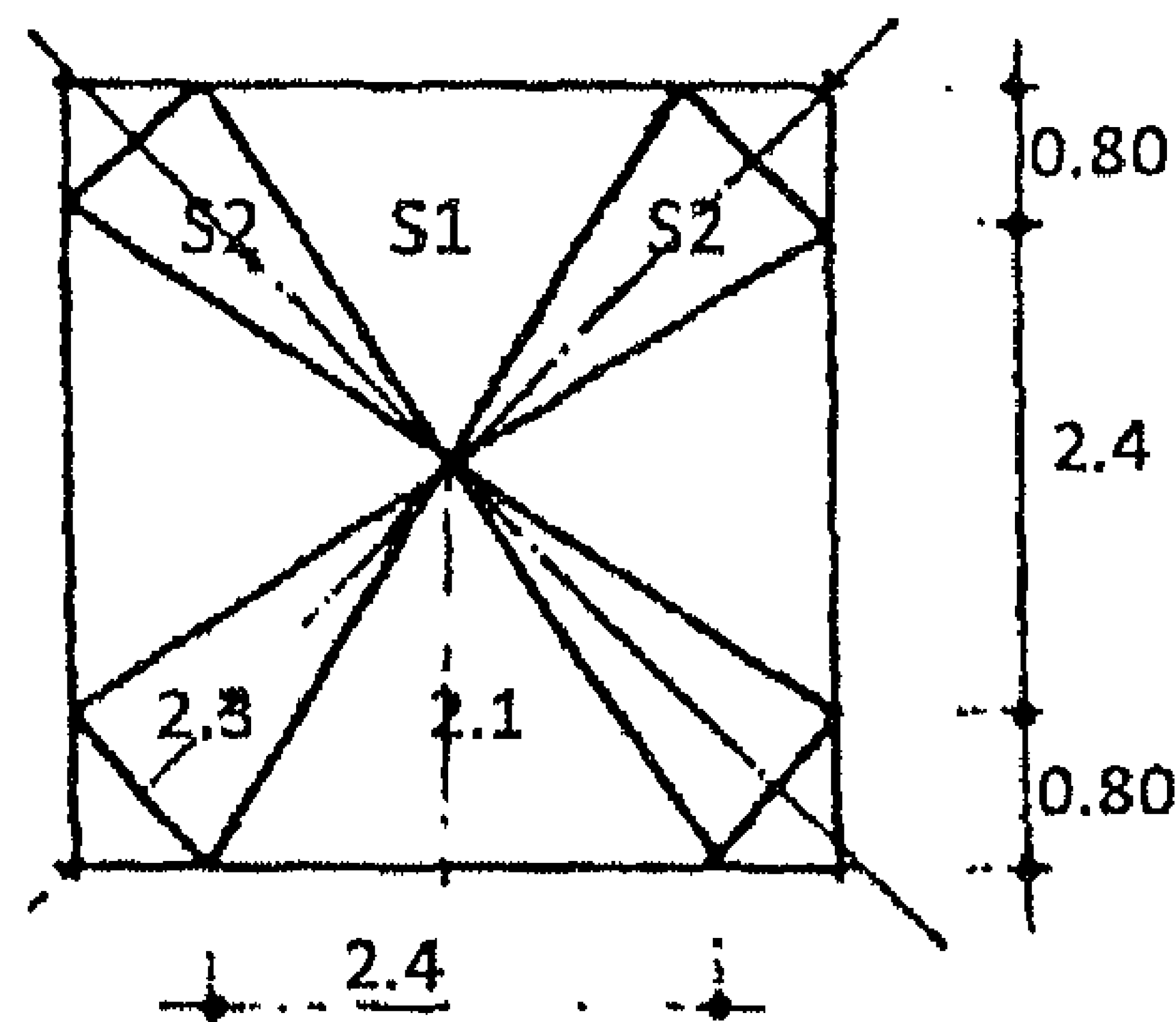


الشكل ١٠-١-٥: مسقط أفقي لبيان تفاصيل التسليح لسطح هرمي



الشكل ١٠-٢٥: قطاع رأسي لبيان تفاصيل التسليح

بالنسبة لهرم صغير غير متساوي الأجناب



الشكل ١٠-٥٣: مسقط أفقي السطح

✪ البلاطة S_1 :

$$g = 0.45$$

$$p = 0.15$$

$$T_1 = \frac{gL}{4\sin\alpha\cos\alpha} = \frac{0.45\times 2.4}{4\times 0.94\times 0.33} = 0.87\ t/m^\backslash$$

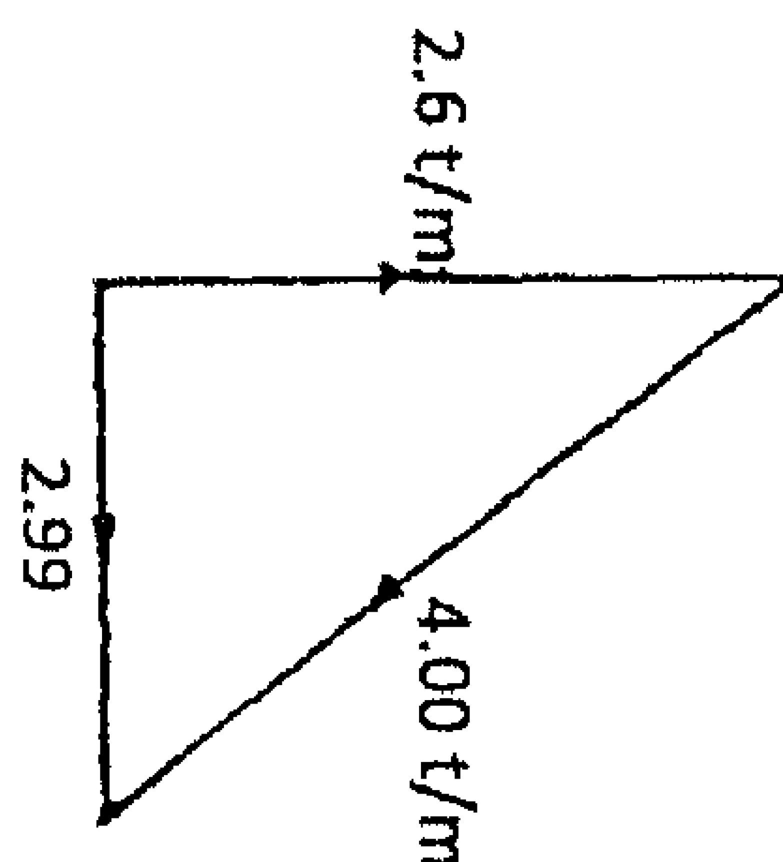
$$T_{1^\backslash} = \frac{0.15\times 2.4}{4\times 0.33} = 0.27\ t/m^\backslash$$

$$\sum T_1 = 1.14\ t/m^\backslash$$

$$T_2 = 0.45\times 0.7\times 7.97 = 2.51\ t/m^\backslash$$

$$T_{2^\backslash} = \frac{2.4}{2}\times 0.15\times 2.82\times 0.94 = 0.48$$

$$\sum T_2 = 2.99\ t/m^\backslash$$



الشكل ١٠-٥٤: مثلث توزيع القوى

❂ البلاطة S_2 :

$$l_2 = 0.8\sqrt{2} = 1.12$$

$$\alpha_2 = \tan^{-1}\frac{2.3}{0.7} = 73.1$$

$$T_1 = \frac{0.45\times1.12}{4\times0.96\times0.29} = 0.45$$

$$T_{1'} = \frac{0.15\times1.12}{4\times0.29} = 0.14$$

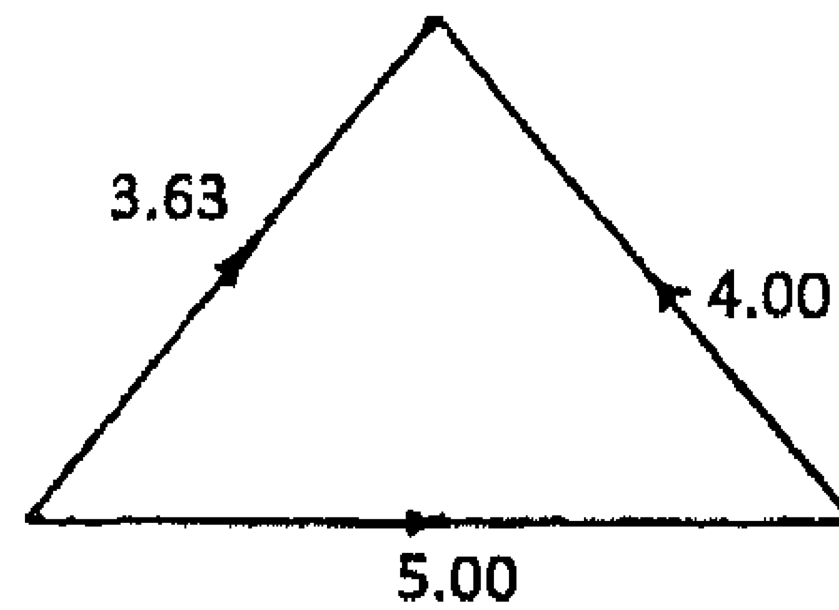
$$\sum T_1 = 0.59 \ \ t/m'$$

$$T_2 = g\,y\tan^2\alpha = 0.45\times0.7\times10.69 = 3.37 \ \ t/m'$$

$$T_{2'} = \frac{1}{2}p\,l\tan\alpha\sin\alpha = \frac{1}{2}\times0.15\times1.12\times3.27\times0.96 = 0.26 \ \ t/m'$$

$$\sum T_2 = 3.63 \ \ t/m'$$

$$A_s = \frac{3.63}{1.4} = 2.59 \ cm^2 \qquad 6\phi8/m'$$

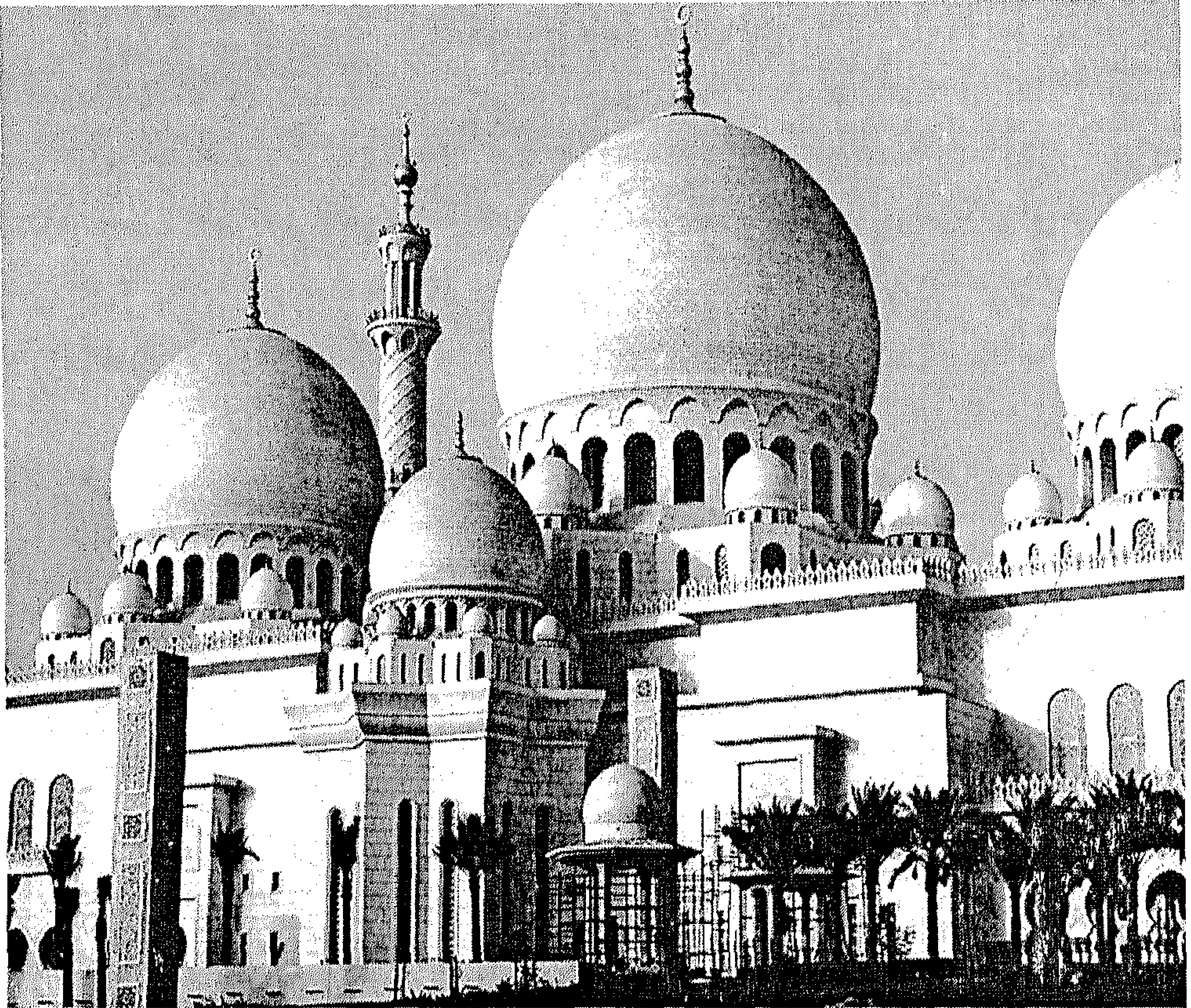


الشكل ١٠-٥٥: مثلث توزيع القوى

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿... ذَٰلِكَ فَضْلُ ٱللَّهِ يُؤْتِيهِ مَن يَشَآءُ ۚ وَٱللَّهُ ذُو ٱلْفَضْلِ ٱلْعَظِيمِ﴾

[الحديد: ٢١]



١١

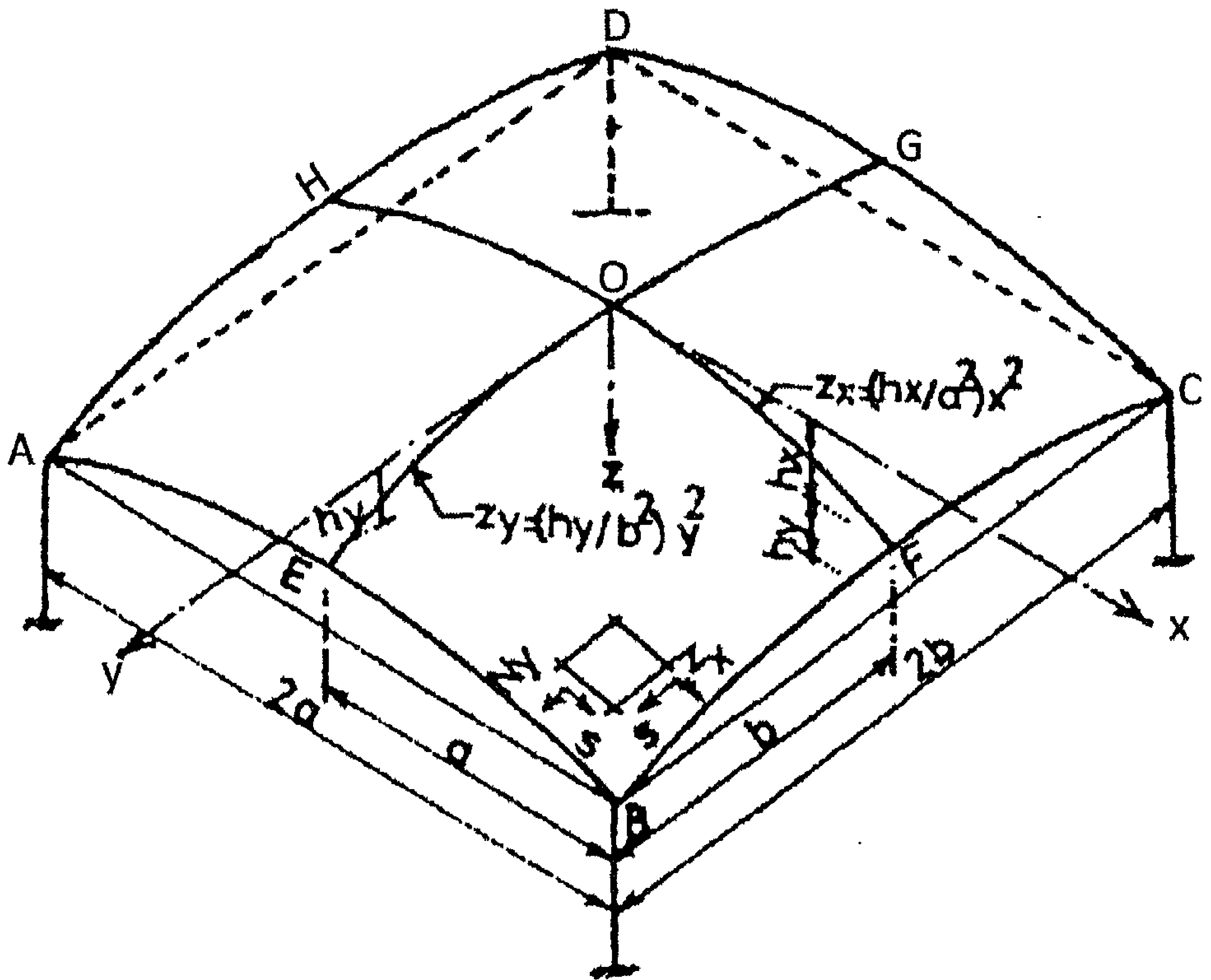
سقف المسجد ذو القطع المكافئ البيضاوي

١١-١ مقدمة

هذا النوع من المساجد يعتبر من أحدث الأنواع وأكثرها تطورًا في فن العمارة، ولكنه نادرًا ما يتم استخدامه لأنّه صعب جدًا في كل من تصميمه إنشائيًا، وكذلك في تنفيذ أعماله الخرسانية وتسليحه. لذلك فهذا النوع تعتبر تكلفته الاقتصادية عالية جدًا بالرغم من شكله الرائع جدًا.

١١-٢ تعريف السطح

إن السطح البيضاوي القطع المكافئ يمكن إنشاؤه بتحريك قطع مكافئ رأسي مقوس لأسفل، نحركه على منحنى آخر لقطع مكافئ مقوس لأسفل أيضًا. ويكون القطع المكافئ الذي تحرك هذه الحركة والانتقال يقع في مستوى عمودي على منحنى القطع المكافئ الآخر ولكن يتحرك موازي لنفسه كما هو موضح بالشكل ١١-١.



الشكل ١١-١: مجسم ثلاثي الأبعاد للسطح البيضاوي

إن المعادلة التي من خلالها يمكن تعريف هذا النوع من الأسطح الدورانية تكون كالتالي:

$$Z = h_x \frac{x^2}{a^2} + h_y \frac{y^2}{b^2} \qquad (١١-١)$$

ويكون لدينا حالتين خاصتين للمعادلة ١١-١، وهما كالتالي:

١. إذا كانت Z تساوي قيمة ثابتة: فإن المعادلة ١١-١ سوف تصبح معادلة شكل بيضاوي صريح.

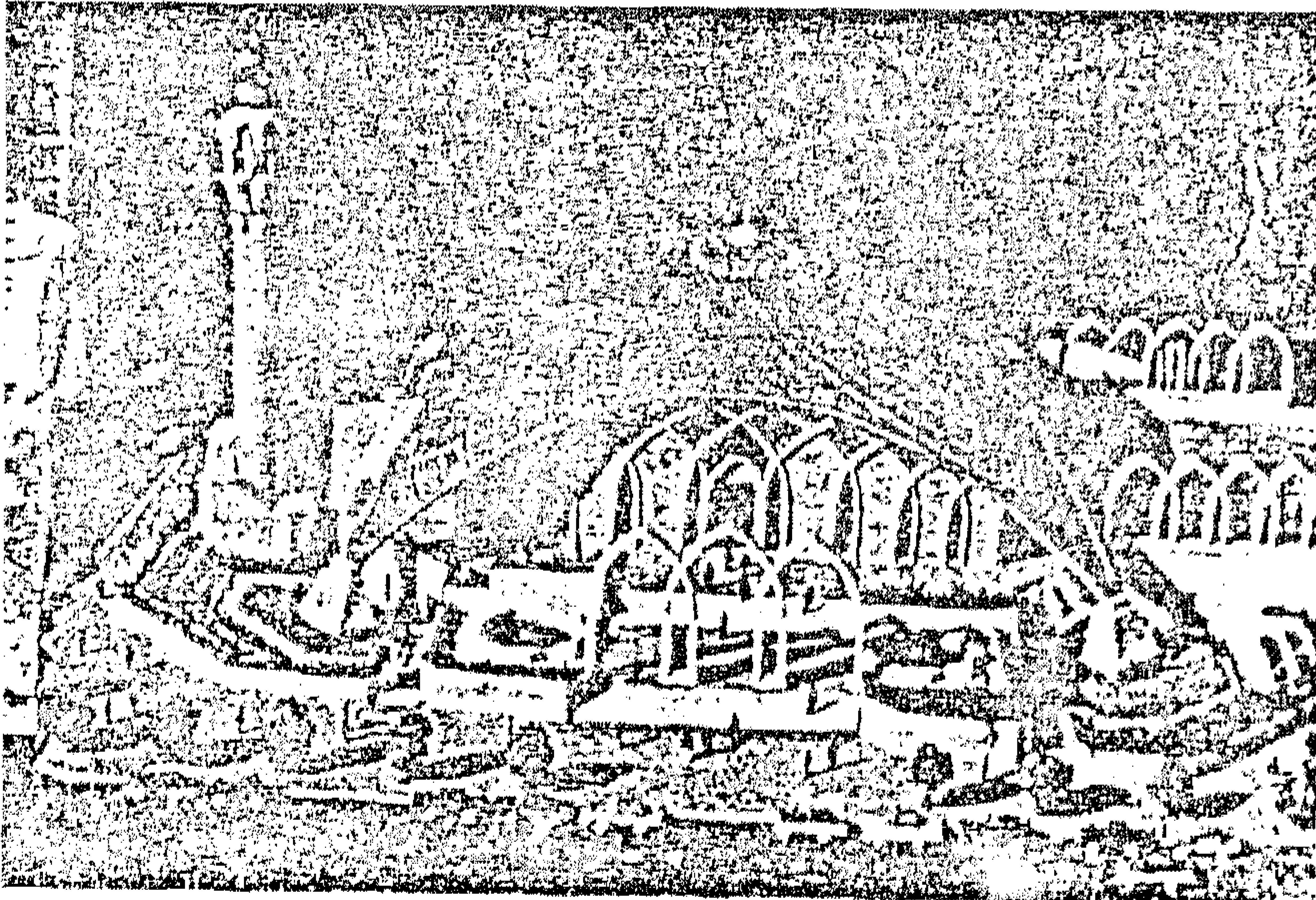
٢. إذا كانت x، y ثابتتان: فإن المعادلة ١١-١ سوف تصبح معادلة لقطع مكافئ.

إن الحالتين الخاصتان السابق ذكرهما توضحان لنا لماذا تم تسمية هذا النوع من الأسطح الدورانية باسم "سطح قطع مكافئ بيضاوي".

١١-٣ التحليل الإنشائي للقوى

لكل من: $\overline{w_x} = 0$، $\overline{w_y} = 0$

أي أنه عندما نعتبر فقط تأثير الحمل الرأسي في تصميمنا، فإن معادلة الغشاء الخرساني المخصصة لحساب القطع المكافئ البيضاوي المحمل بحمل رأسي تكون كالتالي:



الشكل ١١-٢: مسجد أم سعيد

✪ اسم المشروع:

مشروع مسجد أم سعيد بدولة قطر.

✪ اسم مالك المشروع:

الهيئة القانونية للمحاكم الشرعية والقانونية والشئون الدينية بدولة قطر.

✪ اسم المسئول عن المشروع:

مسابقة معمارية.

✪ العناصر الأساسية للمشروع:

- ✪ فضاء مخصص لصلاة الرجال.
- ✪ فضاء مخصص لصلاة النساء.
- ✪ قاعة محكمة مفتوحة.
- ✪ مكتبة إمام المسجد.
- ✪ مدرسة لخدمات أبناء العاملين في الوزارة.
- ✪ مخازن.
- ✪ غرف كهرباء وغرف تكييف ... إلخ.

المعادلة الأساسية السابق الإشارة إليها في الصفحات السابقة هي كالتالي:

$$\frac{2h_y}{b^2}\times\frac{\partial^2 F}{\partial x^2}+\frac{2h_x}{a^2}\times\frac{\partial^2 F}{\partial y^2}=w \qquad (١١-٢)$$

حيث w = حمل منتظم التوزيع رأسيًا لأسفل لكل وحدة مساحة، يؤثر على المسقط الأفقي.

F = دالة الإجهاد موضحة بدلالة القوى الداخلية.

أحد الحلول لهذه المعادلة تم تحقيقه بواسطة عالم رياضيات اسمه Parme (Alfred i. Parme) في شكل سلسلة من الدوال زائدية المقطع hyperbolic، وهي كذلك أيضًا دوال مثلثية trigonometric functions. إن سلاسل الحل للدالة F يمكن بعد ذلك تكاملها لتحديد محصلة الإجهادات، والتي يمكن التعبير عنها كالتالي:

$$N_x=-\frac{wa^2K}{h_x}C_x \qquad (١١-٣)$$

$$N_y = -\frac{wb^2}{Kh_y}C_y \qquad (١١-٤)$$

$$S = -\frac{wab}{\sqrt{h_x h_y}}C_s \qquad (١١-٥)$$

حيث

$$K = \sqrt{\frac{1+4h_x^2\left(x/a^2\right)^2}{1+4h_y^2\left(y/b^2\right)^2}} \qquad (١١-٦)$$

والمعاملات C_x ، C_y ، C_s هي دوال في $\frac{h_x}{h_y}\times\frac{x}{a}\times\frac{y}{b}$ ، والتي يمكننا الحصول على قيمها العددية من الجدول ١١-١ حتى الجدول ١١-٧ ، وهذه القيم محسوبة عند نقاط متعددة من القشرة لنسب مختلفة بين كل من h_x ، h_y .

إن نظرية الغشاء the membrane theory تفترض وجود عناصر طرفية للارتكاز عليها في مستوى الحواف في حين تفترض ركائز مرنة عمودية على هذا المستوى على أساس أنها يرتكز عليها الحواف ونحصل عليها باستخدام واحدة من الإنشاءات الركائز التالية:

١. الجمالونات truses.
٢. الأقواس arches المدعومة بالشدادات ties ، وهذا الحل يكون أفضل من وجهة النظر المعمارية ، ولكنه ينقص قليلاً من حدود نظرية الغشاء.

إن الحل بواسطة نظرية الغشاء يحدث لنا قوة قص تتواجد حول حدود أسطح القشرة. وقوى القص هذه تتجمع على أنها قوى مباشرة عند العناصر الحرفية المرتكزة عليها القشرة (مثل الجمالونات أو الأقواس ذات الشدادات).

١١-٤ تصحيح الحواف□

حيث إن الحافة للغشاء سوف تكون هي وعناصر الارتكاز تريد أن تُرخم deflect في المستوى الرأسي بمقادير مختلفة عن بعضها ، فإنه سوف ينشأ عن ذلك بعض من عزوم الانحناء في منطقة الحواف.

□ Mark Fintel: "Handbook of concrete Engineering", 1985.

الجدول ١١-١: معاملات السطح البيضاوي القطع المكافئ للنسبة $h_x/h_y = 1.00$

x/a \ y/b		0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
	C_y	0.250	0.233	0.182	0.101	0.000
0.00	C_x	0.250	0.267	0.318	0.399	0.500
	C_s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C_y	0.267	0.250	0.199	0.111	0.000
0.25	C_x	0.233	0.250	0.301	0.389	0.500
	C_s	0.000	0.029	0.068	0.096	0.108
	C_y	0.318	0.301	0.250	0.150	0.000
0.50	C_x	0.182	0.199	0.250	0.350	0.500
	C_s	0.000	0.068	0.140	0.210	0.244
	C_y	0.399	0.389	0.350	0.250	0.000
0.75	C_x	0.101	0.111	0.150	0.250	0.500
	C_s	0.000	0.096	0.210	0.356	0.465
	C_y	0.500	0.500	0.500	0.500	0.000
1.00	C_x	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C_s	0.000	0.108	0.244	0.465	∞

الجدول ١١-٢: معاملات السطح البيضاوي القطع المكافئ للنسبة $h_x/h_y = 0.80$

x/a \ y/b		0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
	C_y	0.289	0.270	0.213	0.119	0.000
0.00	C_x	0.211	0.230	0.287	0.381	0.500
	C_s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C_y	0.304	0.285	0.228	0.130	0.000
0.25	C_x	0.196	0.215	0.272	0.370	0.500
	C_s	0.000	0.034	0.069	0.100	0.114
	C_y	0.347	0.331	0.277	0.169	0.000
0.50	C_x	0.153	0.169	0.223	0.331	0.500
	C_s	0.000	0.065	0.139	0.215	0.255
	C_y	0.416	0.406	0.369	0.270	0.000
0.75	C_x	0.084	0.094	0.131	0.230	0.500
	C_s	0.000	0.091	0.201	0.353	0.480
	C_y	0.500	0.500	0.500	0.500	0.000
1.00	C_x	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C_s	0.000	0.101	0.229	0.443	∞

الجدول ١١-٣: معاملات السطح البيضاوي القطع المكافئ للنسبة $h_x/h_y = 0.60$

x/a \ y/b		0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
	C_y	0.336	0.316	0.252	0.143	0.000
0.00	C_x	0.164	0.184	0.248	0.357	0.500
	C_s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C_y	0.348	0.329	0.267	0.155	0.000
0.25	C_x	0.152	0.171	0.233	0.345	0.500
	C_s	0.000	0.031	0.067	0.103	0.120
	C_y	0.383	0.377	0.312	0.197	0.000
0.50	C_x	0.117	0.133	0.188	0.304	0.500
	C_s	0.000	0.060	0.132	0.216	0.265
	C_y	0.436	0.426	0.392	0.296	0.000
0.75	C_x	0.064	0.074	0.108	0.204	0.500
	C_s	0.000	0.081	0.185	0.342	0.494
	C_y	0.500	0.500	0.500	0.500	0.000
1.00	C_x	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C_s	0.000	0.089	0.208	0.413	∞

الجدول ١١-٤: معاملات السطح البيضاوي القطع المكافئ للنسبة $h_x/h_y = 0.40$

x/a \ y/b		0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
	C_y	0.395	0.374	0.307	0.100	0.000
0.00	C_x	0.105	0.126	0.193	0.320	0.500
	C_s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C_y	0.403	0.383	0.319	0.192	0.000
0.25	C_x	0.097	0.117	0.181	0.308	0.500
	C_s	0.000	0.026	0.060	0.101	0.125
	C_y	0.425	0.410	0.357	0.235	0.000
0.50	C_x	0.075	0.090	0.143	0.265	0.500
	C_s	0.000	0.049	0.115	0.208	0.274
	C_y	0.459	0.451	0.419	0.331	0.000
0.75	C_x	0.041	0.049	0.081	0.169	0.500
	C_s	0.000	0.065	0.156	0.316	0.506
	C_y	0.500	0.500	0.500	0.500	0.000
1.00	C_x	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C_s	0.000	0.070	0.173	0.363	∞

الجدول ١١-٥: معاملات السطح البيضاوي القطع المكافئ للنسبة $h_x/h_y = 0.20$

x/a \ y/b		0.00	0.25	0.50	0.75	1.00
	C_y	0.462	0.446	0.388	0.248	0.000
0.00	C_x	0.038	0.054	0.112	0.252	0.500
	C_s	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C_y	0.465	0.451	0.396	0.261	0.000
0.25	C_x	0.035	0.049	0.104	0.239	0.500
	C_s	0.000	0.014	0.040	0.088	0.128
	C_y	0.473	0.462	0.414	0.303	0.000
0.50	C_x	0.027	0.038	0.086	0.197	0.500
	C_s	0.000	0.027	0.074	0.174	0.280
	C_y	0.485	0.480	0.456	0.383	0.000
0.75	C_x	0.015	0.020	0.044	0.117	0.500
	C_s	0.000	0.034	0.098	0.246	0.510
	C_y	0.500	0.500	0.500	0.500	0.000
1.00	C_x	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C_s	0.000	0.038	0.108	0.262	∞

الجدول ١١-٦: المعامل C_s على طول الحافة $x = \pm a$

x/a \ y/b	1.00	0.80	0.60	0.40	0.20
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.10	0.0419	0.0389	0.0342	0.0307	0.0137
0.20	0.0854	0.0793	0.0701	0.0550	0.0286
0.30	0.1319	0.1231	0.1096	0.0872	0.0481
0.40	0.1836	0.1721	0.1546	0.1254	0.0731
0.50	0.2432	0.2294	0.2081	0.1728	0.1075
0.60	0.3204	0.3066	0.2859	0.2493	0.1818
0.70	0.4071	0.3897	0.3627	0.3173	0.2296
0.80	0.5363	0.5178	0.4887	0.4400	0.3443
0.85	0.6279	0.6090	0.5791	0.5292	0.4306
0.90	0.7570	0.7378	0.7074	0.6667	0.5659
0.95	0.9777	0.9582	0.9276	0.6667	0.5659
1.00	∞	∞	∞	∞	∞

الجدول ١١-٧: المعامل C_s على طول الحافة $y = \pm b$

x/a \ y/b	1.00	0.80	0.60	0.40	0.20
0.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.10	0.0419	0.0444	0.0468	0.0488	0.0500
0.20	0.0854	0.0903	0.0950	0.0990	0.1014
0.30	0.1319	0.1391	0.1460	0.1519	0.1553
0.40	0.1836	0.1930	0.2019	0.2095	0.2140
0.50	0.2432	0.2545	0.2652	0.2743	0.2798
0.60	0.3204	0.3317	0.3425	0.3516	0.3571
0.70	0.4071	0.4213	0.4348	0.4463	0.4532
0.80	0.5363	0.5515	0.5659	0.5782	0.5855
0.85	0.6279	0.6434	0.6582	0.6707	0.6782
0.90	0.7570	0.7728	0.7878	0.8005	0.8081
0.95	0.9777	0.9935	1.0087	1.0215	1.0290
1.00	∞	∞	∞	∞	∞

ويمكنك أن تلاحظ أيضًا من الجدول ١١-١ بأن القص S يصبح لانهائي عن الأركان، وأن هذا يكون نتيجة تابعة لافتراضات في نظرية الغشاء هي أن القشرة ليس لها أي مقاومة للانحناء وأن الركن يكون خاليًا تمامًا من القوى العمودية.

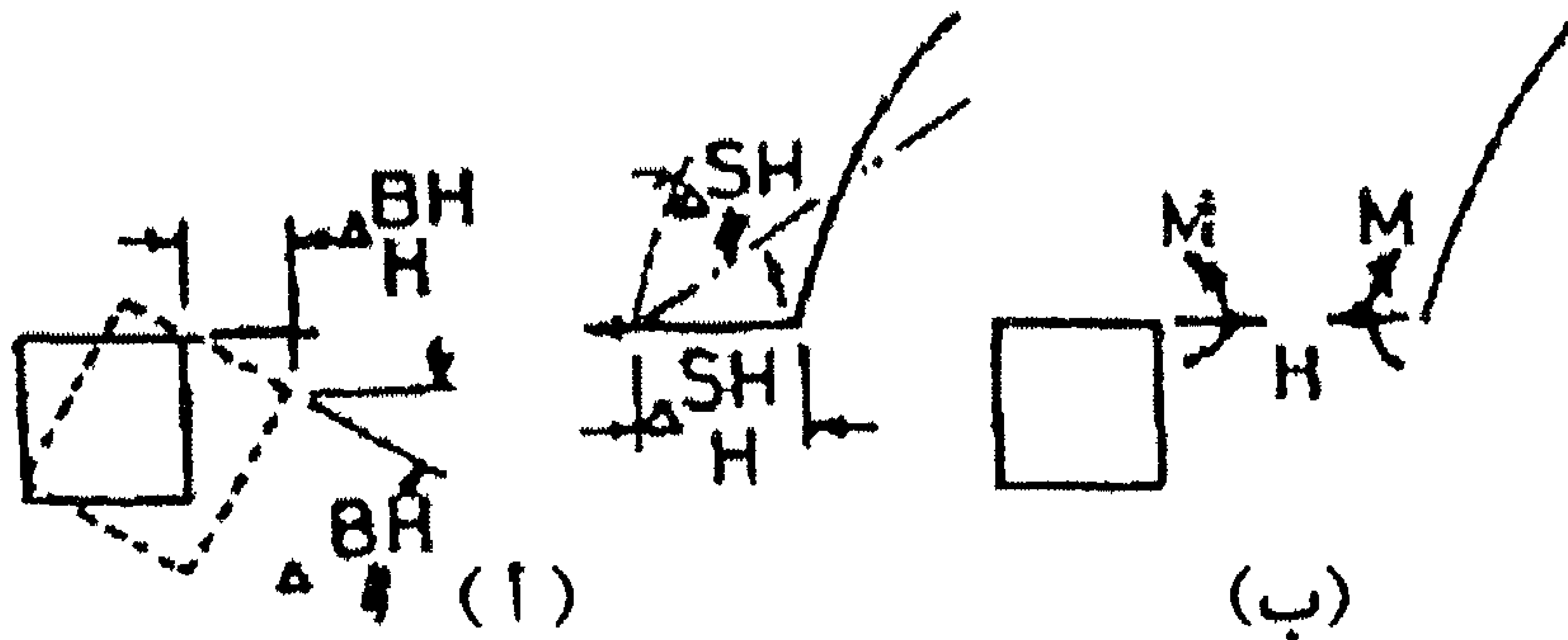
وفي الحقيقة فإنه بسبب مفعول الصب الواق لكل من القشرة والكمرات الحرفية الحاملة لها (الجمالون أو الأقواس) فإن قوى عمودية تنشأ وقوى القص تصبح لا حاجة لها أن تكون لانهائية لتستوفي حسابات استاتيكا الاتزان.

إن سلوك هذه المنطقة غير المرنة يمثل لنا تقريبًا سلوك كمرة على أساسات مرنة أو غير مرنة. والعالم جيكلر Geckeler قام بعمل تقريب جيد لتمثيل توافق الانفعالات في كل من حواف القشرة الخرسانية لقشرة سطح الدوران وكذلك الاسطوانات المغلقة closed cylinders، وهذا التقريب جيد وله معنى معقول لتقدير كمية عزوم الانحناء والمسافة التي يغطيها عزم الانحناء في سطح القشرة.

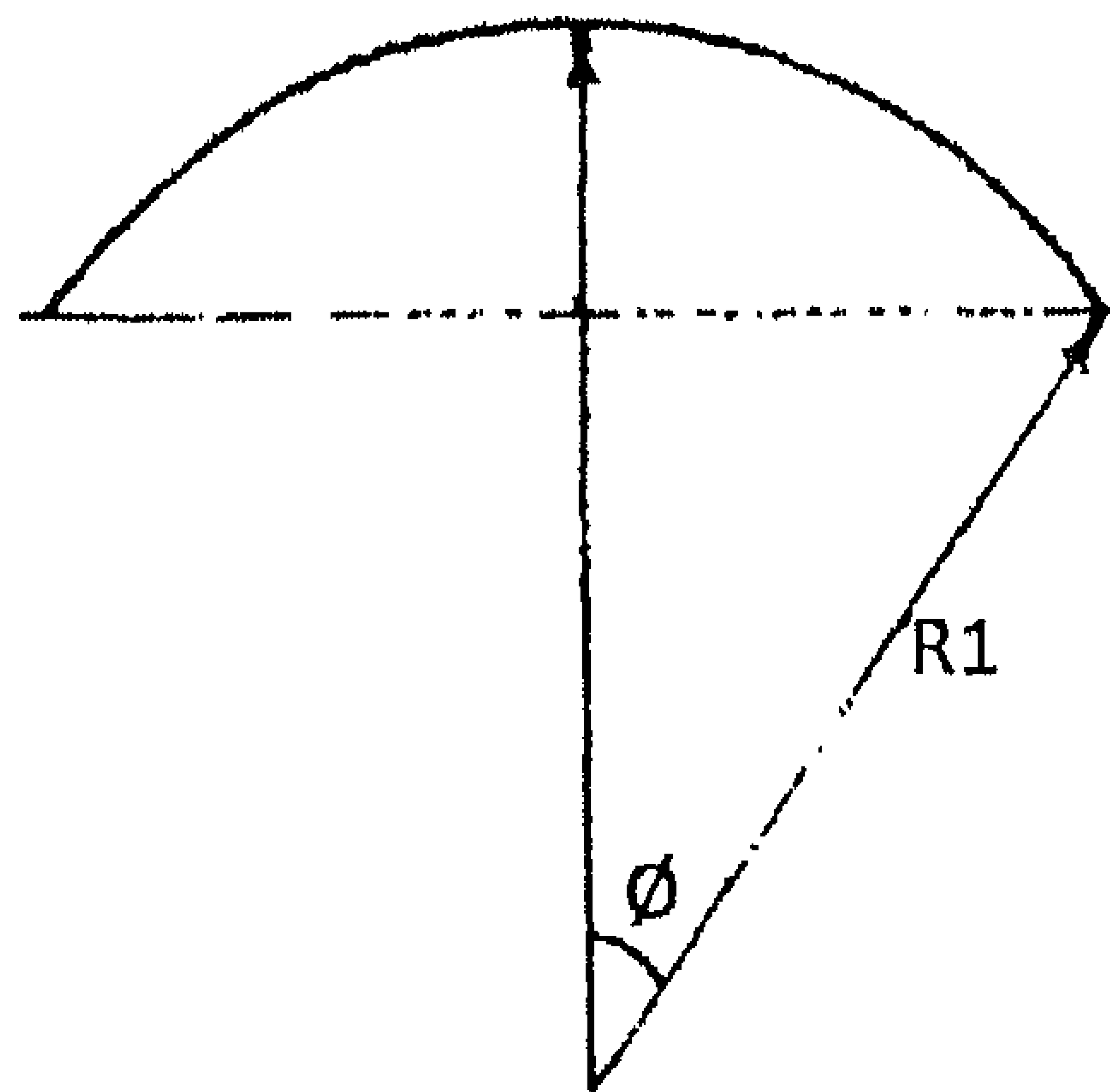
إن العالم جيكلر قام بعمل معامل تصحيح تقريبي جيد لتصحيح القوى و/أو الإزاحات كما تم حسابها من معادلة نظرية الغشاء وذلك لتغطى بواسطة نظرية الانحناء من أجل الحصول على قوى نهائية وإزاحات عند الحواف تتفق مع حالات الركائز للمنشأ الخرساني.

إذا كانت زاوية انفتاح قشرة سطح الدوران ϕ تزيد عن $30°$ فإن الحل الذي ابتكره العالم جيكلر يكون كافيًا. إن الشكل ١١-٣، والشكل ١١-٤ يوضحان لنا تحليل التوافق compatibility analysis عن حروف القشرة.

- الحالة a: الإزاحة نتيجة $H=1$.
- الحالة b: القوى التي تستعيد التوافق.



الشكل ١١-٣: العلاقة بين العزوم المختلفة والانفعالات المختلفة



الشكل ١١-٤: قطاع رئيسي عرضي في الاسطوانة

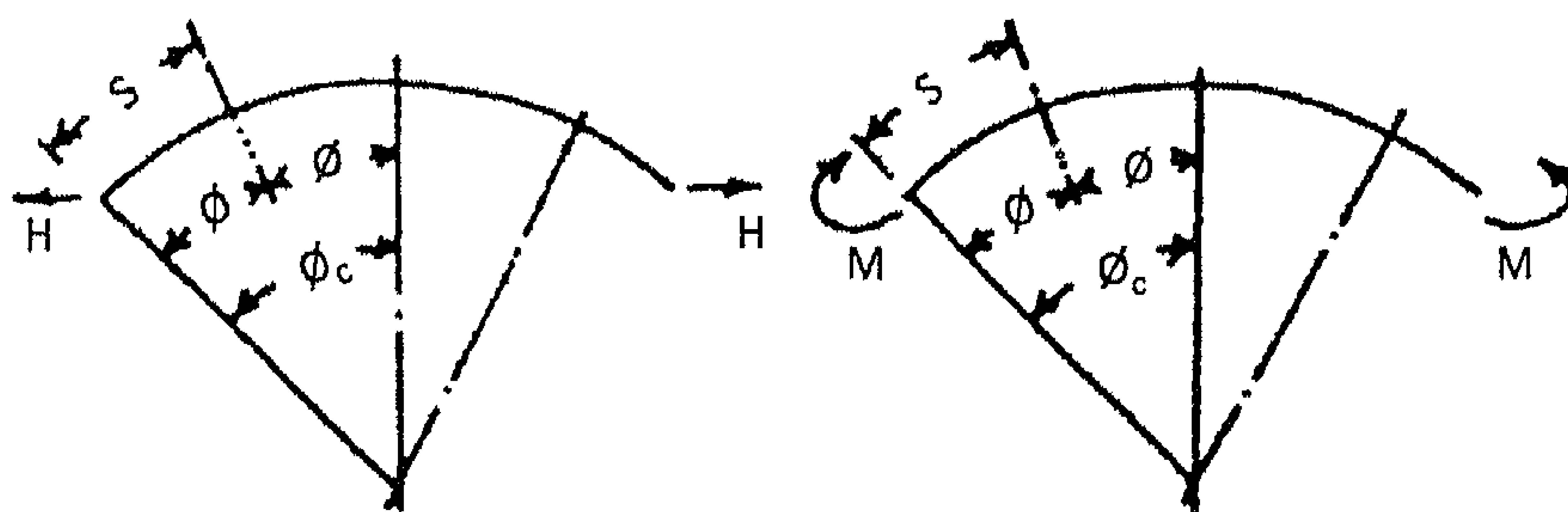
إن الجدول ١١-٨ يعطينا القوى الداخلية الهامة والإزاحات عندما تكون وحدة القوى عند الحواف مؤثرة.

الدوال F_1، F_2، F_3، F_4 معطاة في الجدول ١١-٩. ولمزيد من التفاصيل والجداول يمكنك الرجوع إلى المرجع التالي:

Baker, et al., "Structural Analysis of Shells", McGraw Hill, New York, 1972.

ملاحظة: تأثير قوى الحواف على القوى والإزاحات داخل القشرة الخرسانية لسطح الدوران تكون كما ورد في الجدول ١١–٨.

الجدول ١١–٨: تأثير قوى الحافة على القوى والإزاحات في القشرة الدورانية



N_ϕ	$F_2 H \sin\phi_c \cot(\phi_c-\Psi)$	$\frac{2\sqrt{3}}{\beta t} F_4 M \cot(\phi_c-\Psi)$
N_θ	$2\beta F_3 H \sin\phi_c$	$\frac{2\sqrt{3}}{t} M F_2$
Q_ϕ	$H F_2 \sin\phi_c$	$\frac{2\sqrt{3}}{\beta t} M F_4$
M_ϕ	$\frac{\beta t H}{\sqrt{3}} F_4 \sin\phi_c$	$M F_1$
$\Delta\phi$	$-\frac{2\beta^2 H}{E t}\sin\phi_c$	$\frac{4\sqrt{3}\beta}{E t^2} M$
ΔH	$-\frac{2\beta r H}{E t}\sin^2\phi_c$	$=-\frac{2\beta^2 M \sin\phi_c}{E t}$

حيث:

$\Psi = \phi_c - \phi$ ،

$$\beta^4 = 3(1-v^2)\left(\frac{r}{t}\right)^2$$

الجدول ١١-٩: قيم الدوال F_1 ، F_2 ، F_3 ، F_4

$\beta\phi$	F_1	F_2	F_3	F_4
0.0	1.000	1.000	1.0000	0.0000
0.1	0.9907	0.8100	0.9003	0.0903
0.2	0.9651	0.6398	0.8024	0.1627
0.3	0.9267	0.4888	0.7077	0.2189
0.4	0.8784	0.3564	0.6174	0.2610
0.5	0.8231	0.2415	0.5323	0.2908
0.6	0.7628	0.1431	0.4530	0.3009
0.7	0.6997	0.0599	0.3798	0.3199
0.8	0.6354	0.0093	0.3131	0.3223
0.9	0.5712	0.0657	0.2527	0.3185
1.0	0.5083	−0.1108	0.1988	0.3096
1.1	0.4476	−0.1457	0.1510	0.2967
1.2	0.3899	−0.1716	0.1091	0.2807
1.3	0.3355	−0.1897	0.0729	0.2626
1.4	0.2849	−0.2011	0.0419	0.2430
1.5	0.2384	−0.2068	0.0158	0.2226
1.6	0.1959	−0.2077	−0.0059	0.2018
1.7	0.1576	−0.2047	−0.0235	0.1812
1.8	0.1234	−0.1985	−0.0376	0.1610
1.9	0.0932	−0.1899	−0.0484	0.1415
2.0	0.0667	−0.1794	−0.0563	0.1230
2.1	0.0439	−0.1675	−0.0618	0.1057
2.2	0.0244	−0.1548	−0.0652	0.0895
2.3	0.0080	−0.1416	−0.0668	0.0748
2.4	−0.0056	−0.1282	−0.0669	0.0613
2.5	−0.0166	−0.1149	−0.0658	0.0492
2.6	−0.0254	−0.1019	−0.0636	0.0383
2.7	−0.0320	−0.0895	−0.0608	0.0287
2.8	−0.0369	−0.0777	−0.0573	0.0204
2.9	−0.0403	−0.0666	−0.0534	0.0132
3.0	−0.0423	−0.0563	−0.0493	0.0071
3.1	−0.0431	−0.0469	−0.0450	0.0019
3.2	−0.0431	−0.0383	−0.0407	−0.0024
3.3	−0.0422	−0.0306	−0.0364	−0.0058
3.4	−0.0408	−0.0237	−0.0323	−0.0085
3.5	−0.0389	−0.0177	−0.0283	−0.0106
3.6	−0.0366	−0.0124	−0.0245	−0.0121
3.7	−0.0341	−0.0079	−0.0210	−0.0131
3.8	−0.0314	−0.0040	−0.0177	−0.0137
3.9	−0.0286	−0.0080	−0.0147	−0.0140

حيث:

$$F_1 = e^{-\beta\phi}(\cos\beta\phi + \sin\beta\phi),$$

$$F_2 = e^{-\beta\phi}(\cos\beta\phi - \sin\beta\phi),$$

$$F_3 = e^{-\beta\phi}(\cos\beta\phi),$$

$$F_4 = e^{-\beta\phi}(\sin\beta\phi)$$

حيث F_1 ، F_2 ، F_3 ، F_4 دوال معبرة عن النقص في توزيع الحواف بمسافة على طول خط الإحداثيات لقشرة سطح الدوران.

إن تطبيق قص الحواف وعزوم الحواف على القشرة على طول الحافة $x = \pm a$ ينتج عن ترخيم دوران قيمتها كالتالي:

$$\delta = -2\beta^2 \frac{\lambda^2 y}{Et} M_{xo} - 2\beta \frac{\lambda^2 y}{Et} Q_{xo} + \frac{w\lambda^2 y}{Et} \qquad (١١-٧)$$

$$\therefore \quad \frac{d\delta}{dx} = 2\beta^2 \frac{\lambda^2 y}{Et} Q_{xo} + 4\beta^3 \frac{\lambda^2 y}{Et} M_{xo} \qquad (١١-٨)$$

حيث $\delta =$ مركبة الإزاحة العمودية على سطح القشرة.

$\lambda =$ نصف قطر انحناء القشرة على طول الحافة.

$\beta =$ ثابت قيمته تكون دالة في نصف القطر منسوبًا إلى السمك (r/t).

$$\beta^4 = 3(1 - v^2)\left(\frac{r}{t}\right)^2$$

حيث $v =$ معامل بواسون Poisson.

$r =$ نصف قطر الانحناء.

$t =$ سمك القشرة.

١١-٤-١ التوافق في الانفعالات

إن التوافق يتطلب أن الإزاحات التي سبق شرحها سابقًا يجب أن تتماشى مع الكميات المتناظرة لعناصر الركائز. وحيث إنه يوجد فوارق ملحوظة في الجساءة لعناصر الركائز وجساءة القشرة الخرسانية لسطح الدوران فيجب مراعاة افتراضات تحفظية مثل افتراض أن الحافة تنقبض في منطقة بالقرب من ركيزة العمود في حين تكون بسيطة الارتكاز أعلى منطقة منتصف البحر عند الحواف وبالقرب من ركيزة العمود، لذلك فإن:

$$Q_{xo} = \frac{w}{\beta} \cong wc$$

$$M_{xo} = -\frac{w}{2\beta^2} \cong -\frac{1}{2} wc^2 \qquad (١١-٩)$$

حيث:

$$c = \frac{1}{\beta} = 0.76\sqrt{t r y}$$

إن اختراق العزم يعطى بالمعادلة التالية:

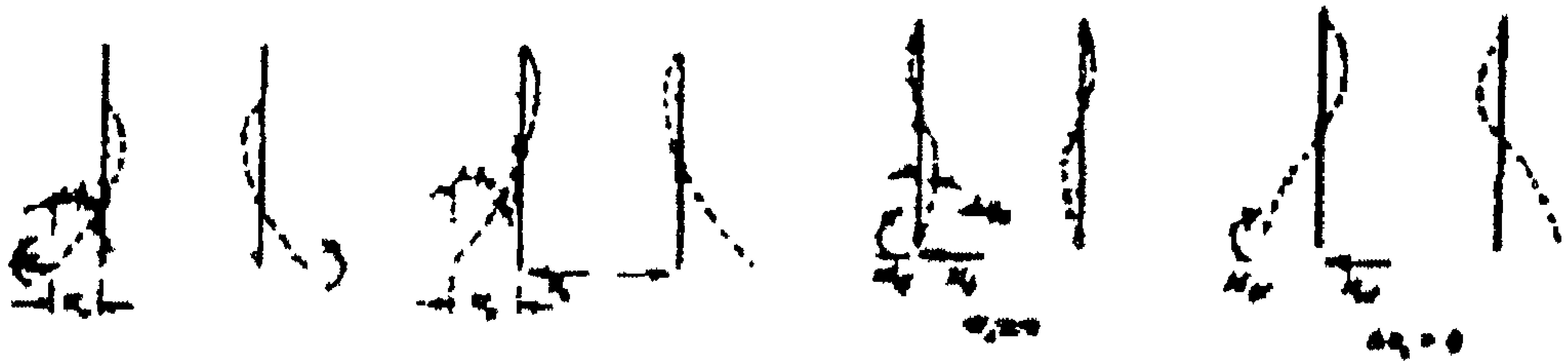
$$M_x = M_{xo} F_2$$

وفي منطقة منتصف البحر يكون:

$$Q_{xo} = -\frac{w}{2\beta} \cong \frac{1}{2} w c \qquad (١١-١٠)$$

$$M_{xo} = 0$$

الجدول ١١-١٠: تصحيح الحواف لقشرة اسطوانية مغلقة



$w_o = \frac{M_o}{2\beta^2 D}$	$w_o = \frac{H_o}{2\beta^2 D}$	$M_\phi = (2\beta D)\Delta\phi_o$	$M_w = -2\beta^2 D w_o$
$\Delta\phi_o = \frac{M_o}{\beta D}$	$\Delta\phi_o = \frac{H_o}{2\beta^2 D}$	$H_\phi = -2\beta^2 D \Delta\phi_o$	$H_w = 4\beta^2 D w_o$
$M_a = F_1 M_o$	$M_a = F_4 \frac{H_o}{\beta}$		
$N_\theta = F_2 (2 r \beta^2) M_o$	$N_0 = F_3 (2 r \beta^2) H_o$		

إن اختراق العزم داخل القشرة يمكن الحصول عليه باستخدام هذه القيم لكل من Q_{xo} والعزم M_{xo} في المعادلات من الجدول ١١-١٠ بالتعويض بالمعادلة التالية:

$$Q_{xo} = H_o$$

لذلك فإن العزم الموجب يكون مساويًا القيمة التالية :

$$M_x = F_4 \frac{w}{2\beta^2} = \frac{1}{2} w c^2 F_4 \qquad (١١-١١)$$

حيث F_4 يمكن وجوده في الجدول ١١-٩ باستبدال قيمة $\beta\phi$ بالقيمة βy كما سبق فعله بالنسبة للاسطوانة[□].

يجب أن تتذكر أن هذه النتائج للإجهاد تكون ضرورية للتوافق ولكن ليست للاتزان.

$$\beta^4 = \frac{3(1-v^2)}{r^2 t^2}$$

إن قيم الدوال F_1 ، F_2 ، F_3 ، F_4 تم تعريفهم في الجدول ١١-٩ بقيمة ϕ. نعوض بدلاً منها بقيمة x وذلك في الجدول ١١-١٠. ولمزيد من التفاصيل عن نظرية الغشاء ونظرية الانحناء يُرجع إلى البند ١١-٦.

١١-٥ اعتبارات الانبعاج

إن الانبعاج لهذا النوع من القشريات يجب أخذه في الاعتبار وذلك نظرًا لأنها تتحمل الحمل على سطحها أساسًا خلال قوى قوسيه انضغاطية compressive arching forces.

إن سمك معظم القشريات ذات الانحناء المزدوج تكون عادة محدودة بقيمة 8 cm ماعدا عند الحواف حيث نقوم بزيادة السمك إلى قيمة مناسبة. ونتيجة لهذه القيمة الصغيرة لسمك القشرة الخرسانية فإنه يحدث انبعاج محلي local buckling في مناطق تحت تأثير إجهاد الضغط كما يجب عمل فحص على حالات الاتزان ويكون ذلك ضروريًا لسلامة المنشأ القشري.

وهناك طريقة مبنية على طريقة العالم فلج لتحليل الاتزان المرن للقشرة الكروية يمكن استخدامها حتى نحقق حل مؤكد نحصل عليه من اختبارات أو أداء المنشآت المتوقع في المستقبل.

إن الحمل الحرج للانبعاج لكل وحدة مساحة المستنتج بواسطة طريقة العالم فلج Flugge's analysis يعطى بالمعادلة التالية :

$$w_{cr} = \frac{\alpha E t^2}{R^2} \qquad (١٢-١١)$$

□ ارجع إلى المرجع R(17).

حيث E = معامل المرونة.

v = معامل بواسون.

R = نصف قطر انحناء القشرة.

t = سمك القشرة.

α = مقدار ثابت = $\frac{2}{\sqrt{3(1-v^2)}} = 1.15$ للخرسانة.

للقشريات ذات الانحناء المزدوج، يمكن لنا أن نفترض الآتي:

$$P_{cr} = \frac{\alpha E t^2}{R_1 R_2} \qquad (١١-١٣)$$

حيث R_1 ، R_2 = نصفا قطر انحناء القشرة بالمتر.

$$\frac{1}{R_1} \text{ and } \frac{1}{R_2} = \frac{r+t}{w} \pm \sqrt{\left(\frac{r-t}{2}\right)^2 + S^2} = \frac{r+t}{2} \pm \frac{r-t}{2}$$

$$r = \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{2h_x}{a^2}$$

$$t = \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} = \frac{2h_y}{b^2}$$

$$S = \frac{\partial^2 z}{\partial x \partial y} = 0$$

لذلك نحصل على:

$$\frac{1}{R_1} = r = 2\frac{h_x}{a^2} \qquad (١١-١٤)$$

$$\frac{1}{R_2} = t = 2\frac{h_y}{b^2} \qquad (١١-١٥)$$

وبوضع $E_c = 1.6 \times 10^5 \ kg/cm^2$ للخرسانة، فإنه من المعادلة ١١-١٣ نحصل على:

$$P_{cr} = \frac{1.15 \times 1.6 \times 10^5}{R_1 R_2} \times t^2$$

حيث t = سمك القشرة بالسم.

وباستخدم قيمة E_c المذكورة سابقاً، فإننا نحصل على:

$$P_{cr} = \frac{1.84\times10^5 \times t^2}{R_1 R_2} \ kg/m^2$$
$$= \frac{1.84\times10^5 \times 4h \times h_y t^2}{a^2 b^2} \ kg/m^2 \qquad (١٦-١١)$$

يجب تطبيق معامل أمان كبير جدًا على هذا الإجهاد للتأكد من أمان كل من الزحف والإزاحات وكافة المؤثرات الأخرى التي يمكن أن تحدث لنا انبعاجًا خطيرًا في القشرة الخرسانية. ومعامل الأمان هذا يجب أن يؤخذ يساوي 4، ولذلك فإن:

$$P_{safe} = \frac{1.84\times10^5 \times h_x \times h_y t^2}{a^2 b^2} \qquad (١٧-١١)$$

١١-٦ حلول عزوم الانحناء

سوف يحدث هبوط حاد في نظرية الغشاء إذا لم تستلم وتمتلك الركائز الحرفية مقاومة أفقية كافية عند رؤوس الأعمدة. إن القشرة تعمل على أساس أنها قطاع كمرة منحنية عالية المرونة.

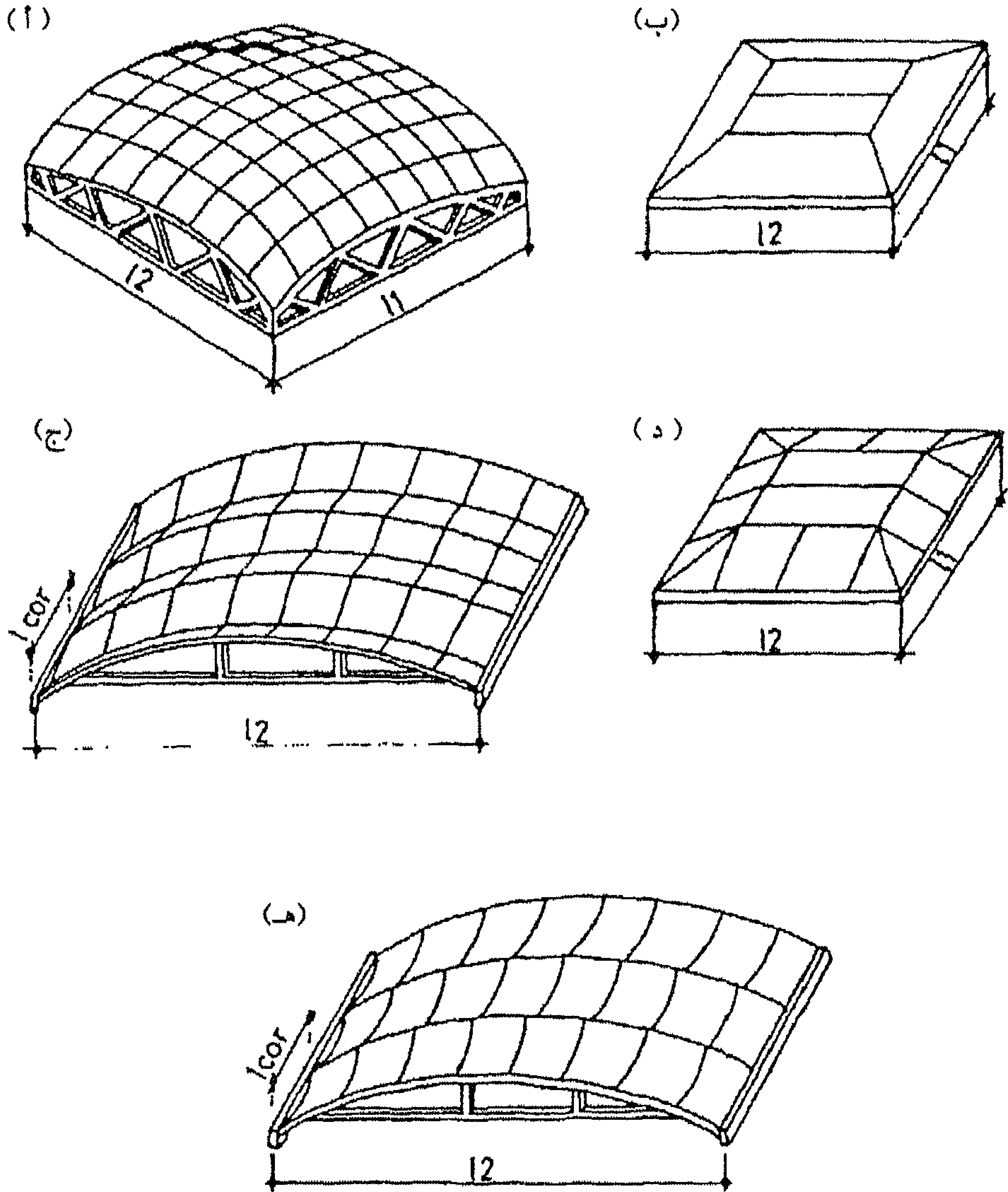
إن التقدير الواقعي للإجهادات يمكن الحصول عليه من الحلول للمعادلات الخاصة بنظرية القشرة الضيقة Shallow Shell Theory. وهناك طرق عددية مثل طريقة العناصر المحدودة Finite Element تقدم لنا أكثر الطرق للحل المباشر لهذا النوع من القشريات. وهذا الحل يمكن تطبيقه بسهولة باستخدام واحدًا من أي من برامج الكمبيوتر ذات الأغراض المتعددة مثل برنامج SAP، وبرنامج Finite، وبرنامج STAAD، وبرنامج MASTRAN.

١١-٧ توضيح مختصر لنظرية الغشاء ونظرية الانحناء

من أجل هذا التوضيح يمكن الرجوع إلى أسماء الكتب والمراجع التالية:

- "Design of R.C. Halls" by Dr. M. Hillal.
- "Handbook of Concrete Engineering" by Mark Fintel.

١١ـ٨ الأسقف القشرية مزدوجة الانحناء سابقة التجهيز



الشكل ١١–٥

من الشكل ١١–٥ يمكن أن نشاهد الآتي:

(أ) سقف قشري مزدوج الانحناء مكون من بواكي ذات أعصاب وجمالون تقوية طرفي.

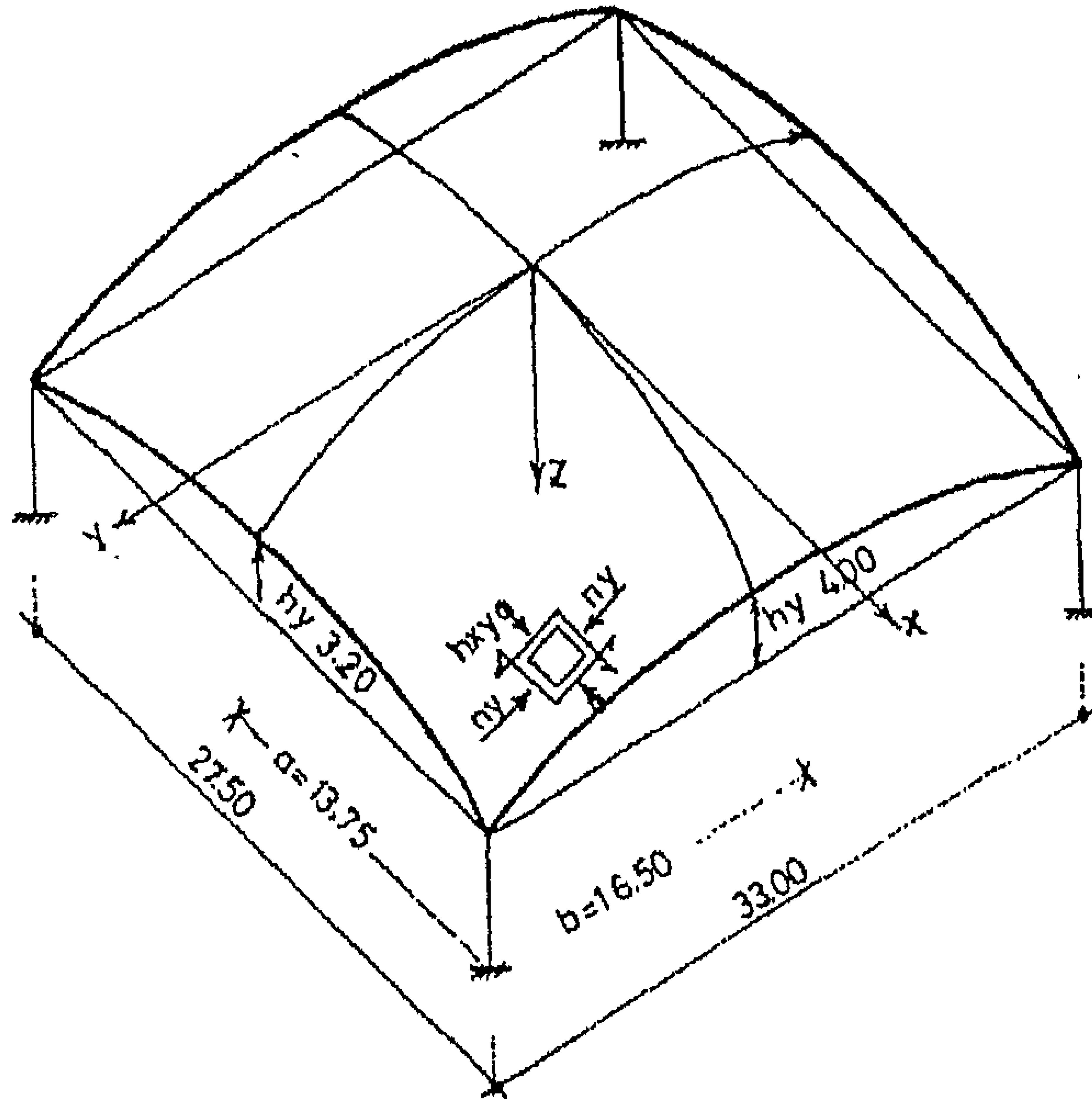
(ب) أنبوب مقوى معرج مكون من بلاطات ذات أعصاب وبلاطات عادية مرتكزة.

(ج) أنبوب معرج مكون من بواكي ذات أعصاب مقوسة.

(د) سقف هرمي ناقص مكون من بلاطات على شكل شبه منحرف مدعمة بأعصاب وكذلك كمرات حواف مستقيمة.

(هـ) سقف هرمي ناقص مكون من بلاطات مستطيلة وأشباه منحرفات وكمرات حواف مستقيمة.

مثال ١١-١: مطلوب تصميم السقف القشري ذو الانحناء المزدوج الموضح بالشكل ١١-٦.



الشكل ١١-٦: منحنى قشري مزدوج الانحناء

الحـل

الطريقة الأولى

بالرجوع إلى المرجع رقم 20 في آخر هذا الكتاب نجد أن المؤثرات الانفعالية تحت تأثير الأحمال الرأسية بافتراض أن $w = 400\ kg/m^2$ للسطح المنحنى، فإن معادلة السطح كالتالي:

$$z = \frac{h_1}{a^2}x^2 + \frac{h_2}{b^2}y^2$$

$$= \frac{3.2}{13.75^2}x^2 + \frac{4}{16.5^2}y^2 = \frac{1}{59.08}x^2 + \frac{1}{68.06}y^2$$

الارتفاع الكلي: $h = h_1 + h_2 = 3.40 + 4 = 7.40\ m$

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{1}{29.54}$$

$$\frac{\partial^2 z}{\partial x^2} = \frac{1}{29.54} = 0.03385$$

عند

$$x = 13.75$$

فإن:

$$\frac{\partial z}{\partial x} = 0.4655$$

$$\left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)_{y=16.5} = 0.4847$$

$$R_x = \frac{\left[1+\left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2\right]^{3/2}}{\frac{\partial^2 z}{\partial x^2}} = 39.64\ m$$

$$R_y = \frac{\left[1+\left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2\right]^{3/2}}{\frac{\partial^2 z}{\partial y^2}} = 46.70\ m$$

$$K = \sqrt{\frac{1+\left(\frac{h_x}{a}\times\frac{x}{a}\right)^2}{1+\left(\frac{h_y}{b}\times\frac{y}{b}\right)^2}} = \sqrt{\frac{1+\left(\frac{2\times 3.2}{13.75}\right)^2\left(\frac{x^2}{13.75^2}\right)}{1+\left(\frac{2\times 4}{16.5}\right)^2\left(\frac{y^2}{16.5^2}\right)}} \cong 1 \text{ (متوسط)}$$

تقدير قوى الغشاء بـ t/m عند:

$$\frac{h_x}{h_y} = \frac{3/2}{A/a} = 0.80$$

$$n_x = -\frac{wa^2}{h_x}C_x = \frac{0.4\times 13.75^2}{3.20}C_x = 23.63C_x$$

$$n_y = \frac{wb^2}{h_y}C_y = \frac{0.4\times \overline{16.5}^2}{4}C_y = 27.2C_y$$

ولإيجاد إجهاد القص:

$$S = \frac{wab}{\sqrt{h_x h_y}}C_s = 25.365C_s$$

x/a \ y/b		0,25	0,5	0,75	1,0
0	5	5,4	6,8	9	11,8
0,25	4,6	5	6,43	8,7	11,8
0,50	3,6	4	5,3	7,8	11,8
0,75	2	2,2	3,1	5,4	11,8
1,0	0	0	0	0	0

الشكل ١١-٧: إيجاد n_y

تأثير الانبعاج:

$$P_{cr} = \frac{1.15E}{R_1 R_2} d^2$$

حيث:

$$R_1 = 0.5\frac{a^2}{h_x} = 0.5\frac{\overline{13.75}^2}{3.2} = 29.54 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.5\frac{\overline{16.5}^2}{4} = 34.03 \text{ m}$$

سمك البلاطة:

$$d = 10 \text{ cm}$$

(حيث 4 معامل الآمان)

$$P_{safe} = \frac{P_{cr}}{4}$$

$$E_c = 1.6\times10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore \quad P_{safe} = \frac{1.15\times1.6\times10^5\times\overline{0.10}^2}{4\times29.54\times34.03} = 4575 \text{ kg/m}^2$$

x/a \ y/b		0,25	0,5	0,75	1,0
0	7,9	7,4	5,8	3,2	0
0,25	8,3	7,7	6,2	3,5	0
0,50	9,4	9,0	7,5	4,6	0
0,75	11,3	11,05	10	7,4	0
1,0	13,6	13,6	13,6	13,6	0

الشكل ١١–٨: إيجاد S

x/a \ y/b		0,25	0,5	0,75	1,0
0	0	0	0	0	0
0,25	0	0,86	1,75	2,5	2,9
0,50	0	1,65	3,5	5,5	6,5
0,75	0	2,3	5,1	8,95	12,17
1,0	0	2,56	5,81	11,24	

الشكل ١١–٩: توزيع تأثير الانبعاج

الطريقة الثانية (المرجع: "Design of Conc. Halls" by Dr. Hilal.)

$$g_z = 400 \ \text{kg/m}^2$$

$$r = \frac{1}{2 \times 7.4}\left(\overline{16.5}^2 + \overline{13.75}^2\right) = 31.20$$

$$A \times 16.5^2 = B \times 13.75^2$$

$$B = 1.44A \qquad (١١-١٨)$$

$$C - A \times 13.75^2 - \frac{A \times 16.5^4}{13.75^2} - 6A \times 16.5^2 = -\frac{400}{4 \times 31.2}$$

$$C = 2214.6 \text{ ، } A = -3.2 \qquad (١١-١٩)$$

$$16.5^2 A - C = -\frac{400 \times 31.2}{2\left(\overline{16.5}^2 + \overline{13.75}^2\right)}$$

$$272.25A - C = -13.53 \qquad (١١-٢٠)$$

من المعادلات ١١-١٨، ١١-١٩، ١١-٢٠:

$$A = 0.0086212 \text{ ، } B = 0.0124 \text{ ، } C = 15.874$$

إذًا يمكن حساب القوى الداخلية كالآتي:

$$n_x = 2\left[Ax^4 + 6Bx^2y^2 + \left(C - Aa^2 - Bb^2\right)x^2 - 6Ba^2y^2 + a^2\left(Bb^2 - C\right)\right]$$

$$\therefore \ n_x = 0.017224x^4 + 0.1488x^2y^2 + 21.74x^2 - 28.14y^2 - 4726 \qquad (١١-٢١)$$

$$n_y = 2\left[By^4 + 6Ax^2y^2 + \left(C - Aa^2 - Bb^2\right)y^2 - 6Ab^2x^2 + b^2\left(Aa^2 - C\right)\right]$$

$$\therefore \ n_y = 0.0248y^4 + 0.1034x^2y^2 + 21.74y^2 - 28.14x^2 - 7757 \qquad (١١-٢٢)$$

$$n_{xy} = -8\left(Ax^3y + Bxy^3\right) + 4xy\left(Aa^2 + Bb^2 - C\right)$$

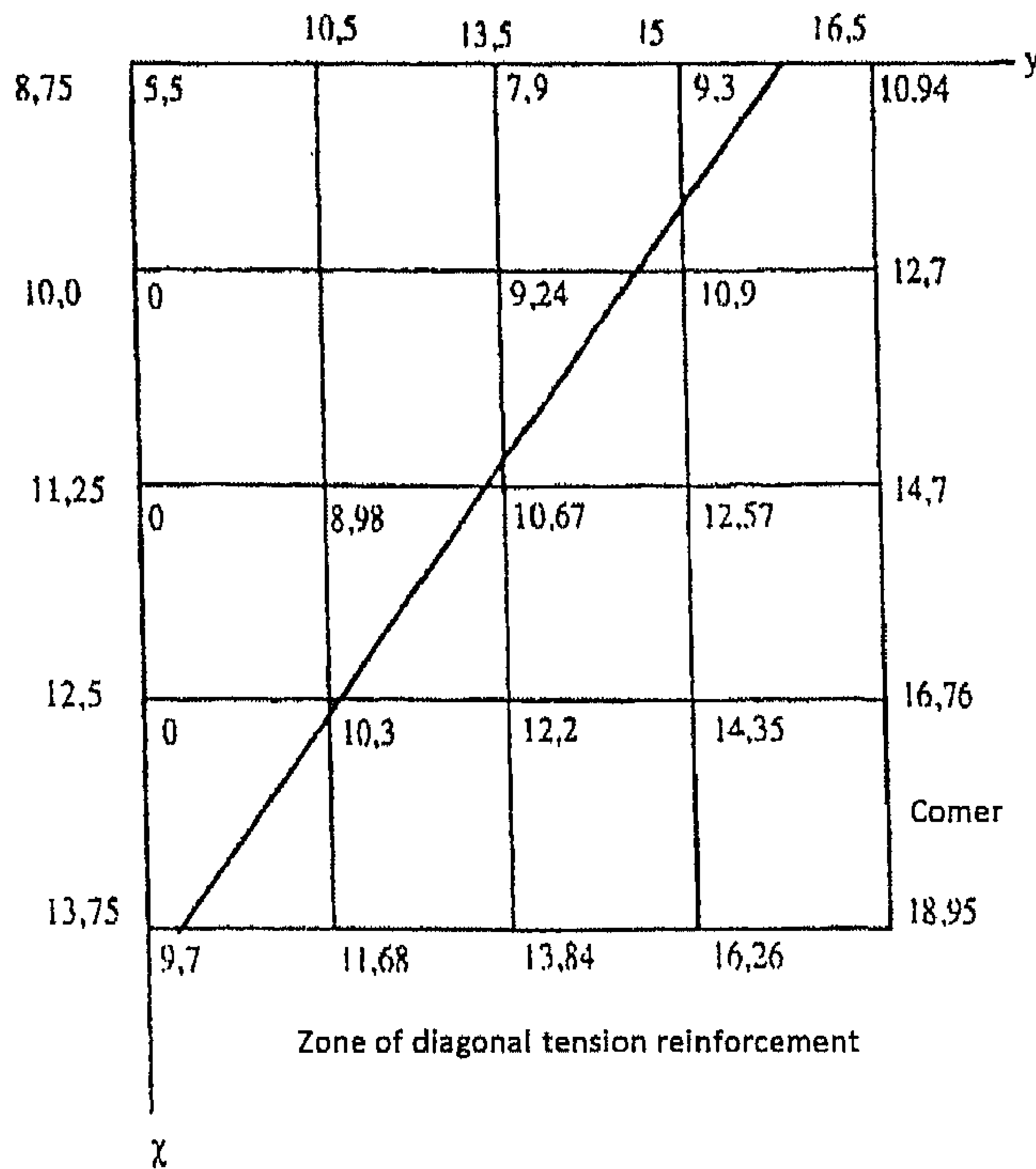
$$\therefore \ n_{xy} = -0.0689x^3y - 0.0992xy^3 - 43.48xy \qquad (١١-٢٣)$$

وتبلغ n_x القيمة القصوى عندما تكون $y = b = 16.5\ m$ ، $x = 0$. أي أن:

$$n_x = -12.387\ t/m^\backslash$$

بينما تبلغ n_y القيمة القصوى عندما تكون $y = 0$ ، $x = 13.75$. أي أن:

$$n_y = -13.08\ t/m^\backslash$$



الشكل ١١-١٠: منطقة تسليح الشد القطري

ويتضح لنا من الشكل ١١-١٠ أن القيم المستنتجة بالطريقتين تقريبًا متطابقتين.

✿ حساب الإجهاد:

قوة الضغط القصوى:
$$F_{c_{max}} = \frac{13.6 \times 10^3}{100 \times 10} = 13.6\ kg/cm^2$$

✿ الشد القطري للخرسانة المسلحة:

إجهاد القص المسموح به بدون تسليح في البلاطات حيث ($C_{cu} = 300\ kg/cm^2$) $= 10\ kg/cm^2$.

إذا كانت:

$$t = 10\ cm$$

$$f = \frac{F}{1\times 0.1} = 10\ F\ t/m^2 = f\ \ kg/cm^2$$

$$A_s = \frac{10+12.7}{2\times 1.8} = 6.32\ \ cm^2/m'$$

نأخذ $7\phi 8/m'$ علوي وسفلي.

$$A_s = \frac{12.7+16}{2\times 1.8} = 7.97\ \ cm^2/m'$$

نأخذ $6\phi 10/m'$ علوي وسفلي.

$$A_s = \frac{18.95+16}{2\times 1.8} = 9.71\ cm^2/m'$$

نأخذ $7\phi 10/m'$ علوي وسفلي.

✪ حساب العزم عند الركن:

$$M = 0.094\ rtg$$

$$M = 0.094\times 31.2\times 0.1\times 0.4 = 0.11\ m.t$$ (مهملة)

وللأغراض العملية نزيد سمك البلاطة بالقرب من الأركان.

$$rfnt_{min} = 0.4\%\ of\ Ac$$

$$A_s = \frac{0.3}{100}\times 100\times 10 = 3\ cm^2$$ $6\phi 8/m'$

تصميم القوس 1

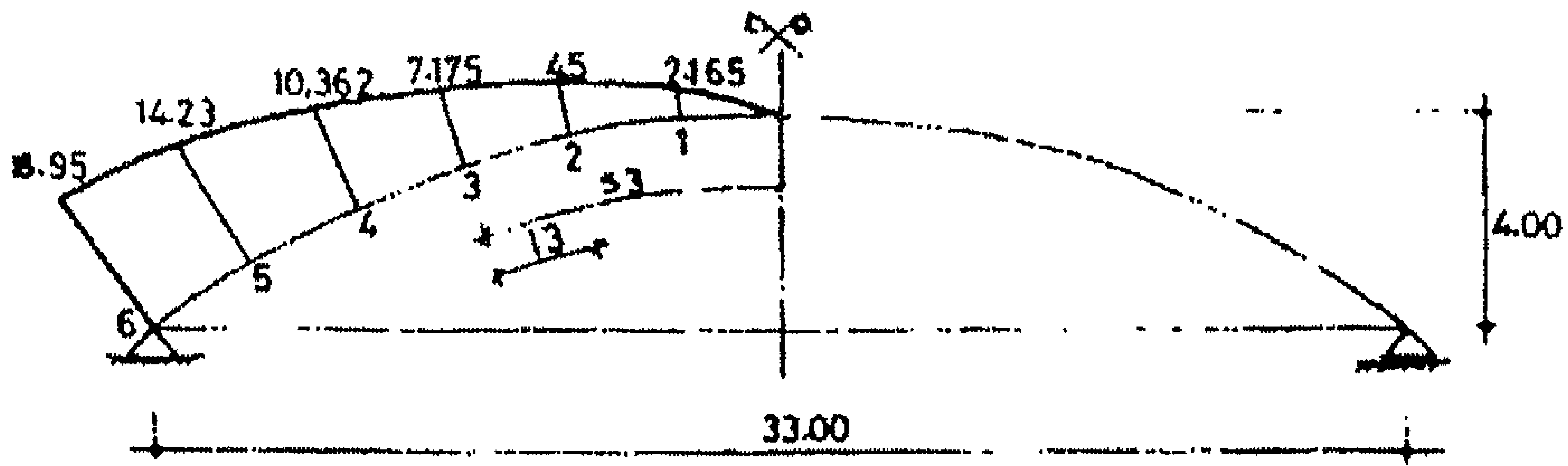
$$L = 33.00\ m$$

$$h = 4.00\ m$$

$$y = \frac{x^2}{2c}$$

عند: $x = 16.5$ ، $y = 4.0$

$$4 = \frac{\overline{16.5}^2}{2c}$$



الشكل ١١-١١

$\therefore \quad c = 34.0$

طول القطع المكافئ:

$$S = \frac{1}{c}\left(\frac{x}{2}\sqrt{x^2 + c^2} + \frac{c^2}{2}\sinh^{-1}\frac{x}{c}\right)$$

بأخذ عدد ١٢ شريط حيث $x = 2.75$ لكل شريط، فإن:

$I_1 = 2.753$	$S_1 = 2.753$
$I_2 = 2.771$	$S_2 = 5.524$
$I_3 = 2.806$	$S_3 = 8.330$
$I_4 = 2.859$	$S_4 = 11.189$
$I_5 = 2.927$	$S_5 = 14.116$
$I_6 = 3.235$	$S_6 = 17.351$

$$\phi = \tan^{-1}\frac{dy}{dx} = \tan^{-1}\frac{x}{c} \qquad \frac{dy}{dx} = \frac{x}{c}$$

الزاوية بالدرجة	القوى بالطن
$\phi_1 = 2.316°$	$S_1 = 2.98$
$\phi_2 = 6.918°$	$S_2 = 9.234$
$\phi_3 = 11.431°$	$S_3 = 16.38$
$\phi_4 = 15.806°$	$S_4 = 25.069$
$\phi_5 = 20.00°$	$S_5 = 35.99$
$\phi_6 = 23.982°$	$S_6 = 53.668$

$V = S\sin\phi$ $\qquad$ $H = S\cos\phi$

$V_1 = 0.12$ $\qquad$ $H_1 = 2.978$

$V_2 = 1.112$ $\qquad$ $H_2 = 9.167$

$V_3 = 3.246$ $\qquad$ $H_3 = 16.055$

$V_4 = 6.828$ $\qquad$ $H_4 = 24.121$

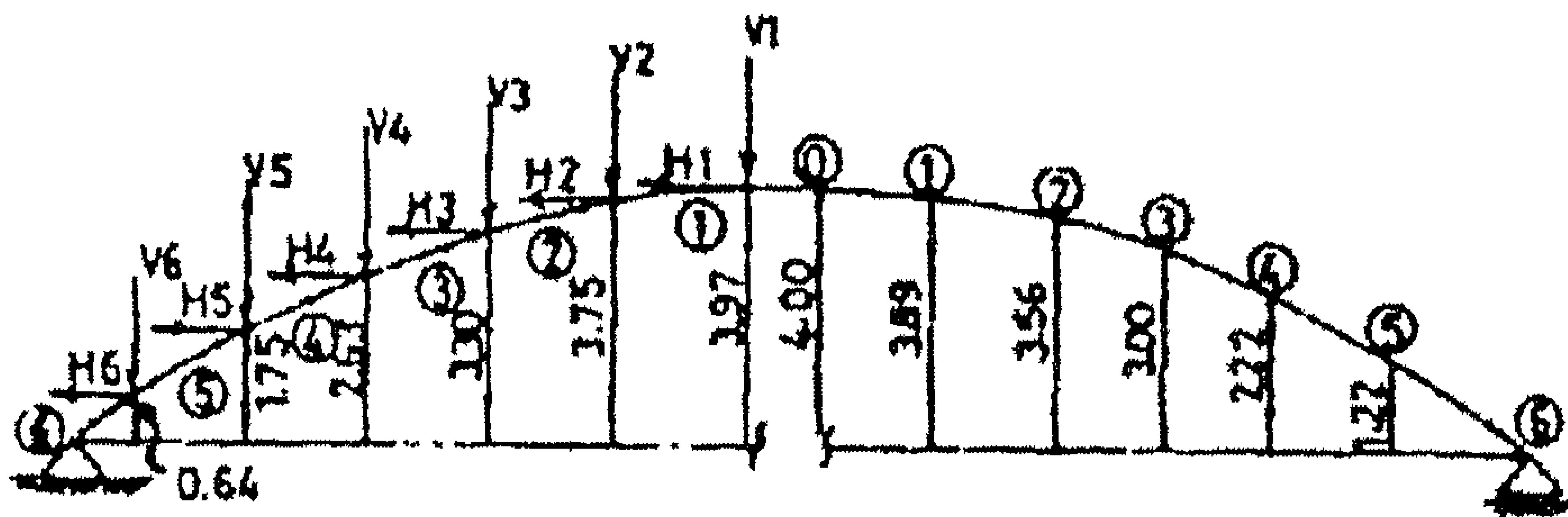
$V_5 = 12.309$ $\qquad$ $H_5 = 33.82$

$V_6 = 21.813$ $\qquad$ $H_6 = 49.035$

$$y = \frac{x^2}{2c} = \frac{x^2}{68}$$

الوزن الذاتي للسطح المنحني: $o.w = 0.6 \ t/m'$

رد الفعل $= 0.6 \times 17.351 + \sum V = 55.84 \ t$



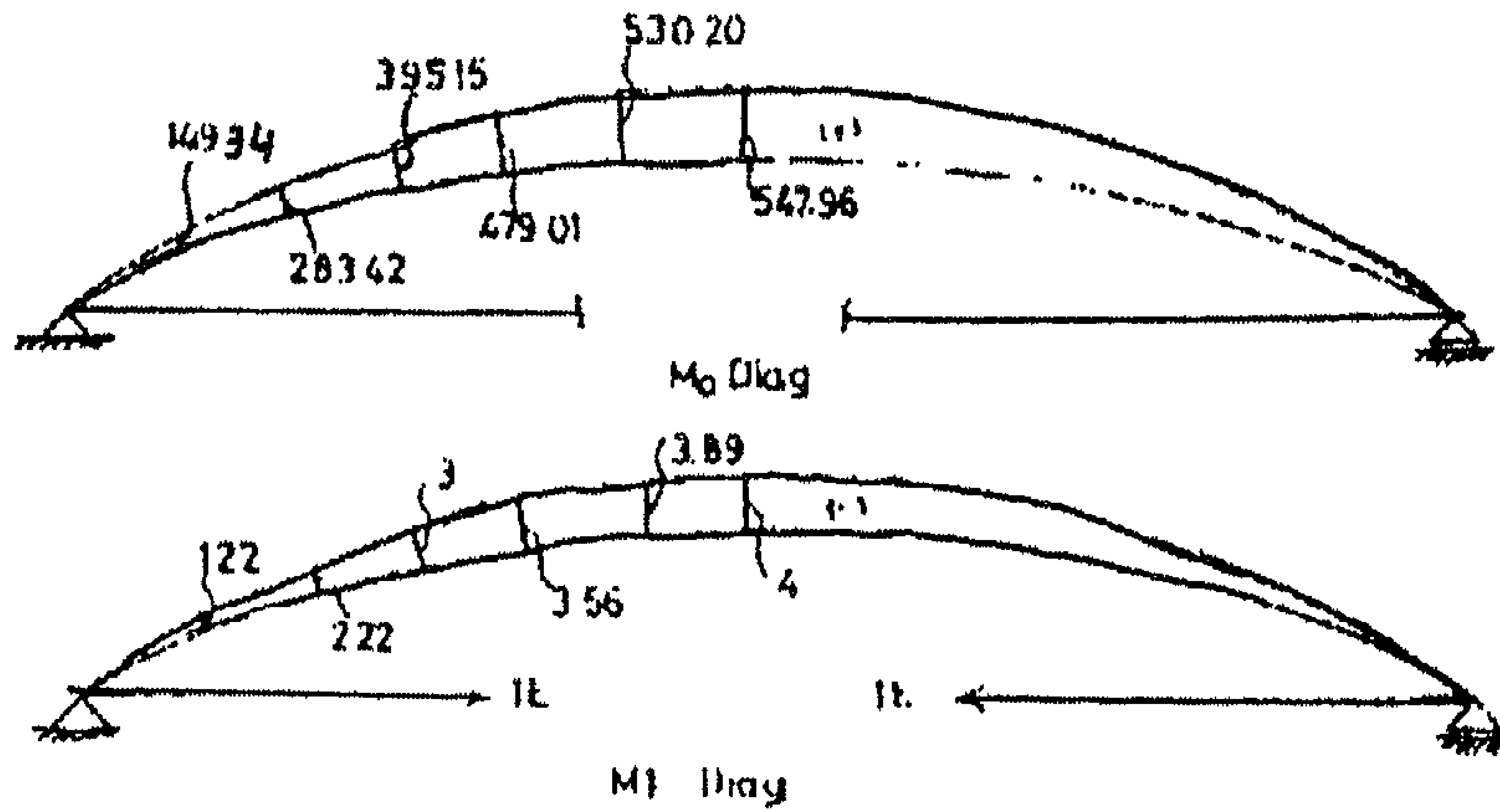
الشكل ١١-١٢: الأحمال الرأسية

$$M_5 = 55.84 \times 2.75 + 49.035(1.22 - 0.64) - 21.813 \times \frac{2.75}{2} - 0.6 \times 3.235 \times \frac{2.75}{2}$$

$$= 149.34 \text{ m.t}$$

$$M_4 = 55.84 \times 5.5 + 49.035(2.22 - 0.64) + 33.82(2.22 - 1.75) - 21.813 \times 4.125 - 12.309 \times 1.375 - 0.6 \times 6.162 \times 2.75$$

$$= 283.42 \text{ m.t}$$



الشكل ١١-١٣: M_0 ، M_1

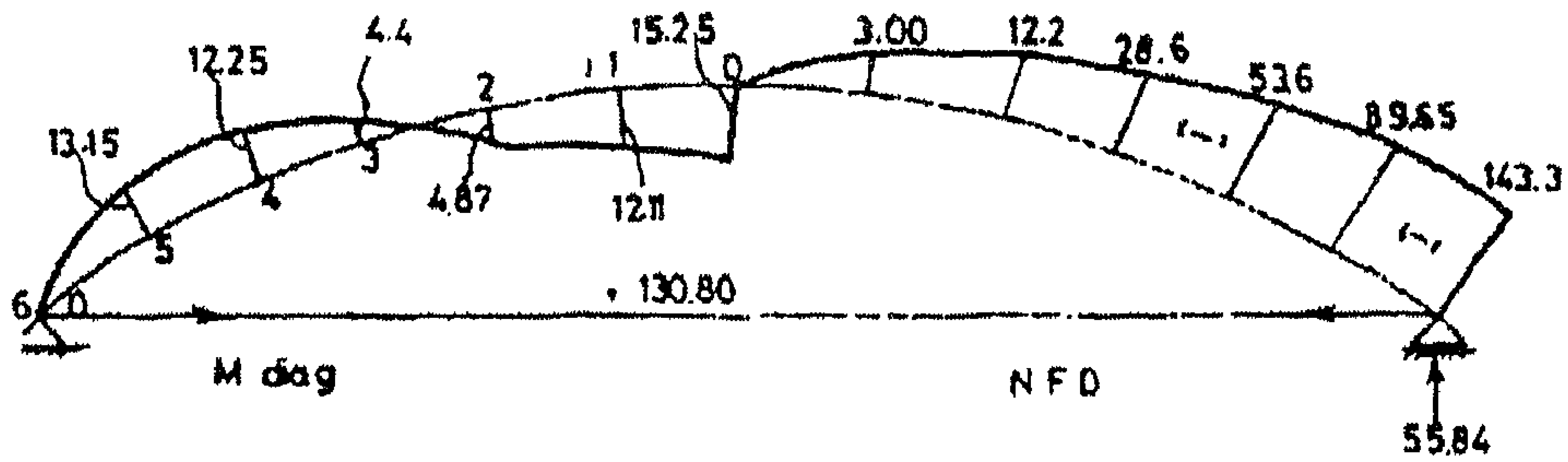
$$M_3 = 55.84\times 8.25 + 49.035(3-0.64) + 33.82(3-1.75)$$
$$+24.121(3-2.63) - 21.813\times 6.875 - 12.309\times 4.125$$
$$-6.828\times 1.375 - 0.6\times 9.021\times 4.125$$
$$= 395.15 \text{ m.t}$$

$$M_2 = 55.84\times 11 + 49.035(3.56-0.64) + 33.82(3.56-1.75)$$
$$+24.121(3.56-2.63) + 16.055(3.56-3.30)$$
$$-21.813\times 9.625 - 12.309\times 6.875 - 6.828\times 4.125$$
$$-3.246\times 1.375 - 0.6\times 11.827\times 5.5$$
$$= 479.01 \text{ m.t}$$

$$M_1 = 55.84\times 13.75 + 49.035(3.89-0.64)$$
$$+33.82(3.89-1.75) + 24.121(3.89-2.63)$$
$$+16.055(3.89-3.30) + 9.167(3.89-3.75)$$
$$+9.167(3.89-3.75) - 21.813\times 12.375$$
$$-12.309\times 9.625 - 6.828\times 6.875 - 3.246\times 4.125$$
$$-1.112\times 1.375 - 0.6\times 14.598\times 6.875$$
$$= 530.20 \text{ m.t}$$

$$M_0 = 55\times16.5+49.035(4-0.64)+33.82(4-1.75)$$
$$+24.12(4-2.63)+16.055(4-3.30)$$
$$+9.167(4-3.75)+2.978(4-3.97)$$
$$-21.813\times15.125-12.309\times12.375$$
$$-6.828\times9.625-3.246\times6.875$$
$$-1.112\times4.125-0.12\times1.375$$
$$-0.6\times17.351\times8.25$$
$$=547.96 \text{ m.t}$$

$$\delta_{10} = -\frac{2}{EI}\Bigg[\left(\frac{1}{2}\times149.34\times3.235\times\frac{1}{3}\times1.22\right)$$
$$+\frac{2.927}{3}\Big(1.22\times149.34+2.22\times283.42+$$
$$\frac{1.22\times283.42}{2}+\frac{2.22\times149.34}{2}\Big)$$
$$+\frac{2.859}{3}\Big(283.42\times2.22+395.15\times3$$
$$+395.15\times\frac{2.22}{2}+283.42\times\frac{3}{2}\Big)$$
$$+\frac{2.806}{3}\Big(395.15\times3+479.01\times3.56$$
$$+479.01\times\frac{3}{2}+395.15\times\frac{3.56}{2}\Big)$$
$$+\frac{2.771}{3}\Big(479.01\times3.56+530.2\times3.89$$
$$+479.01\times\frac{3.89}{2}+530.2\times\frac{3.56}{2}\Big)$$
$$+\frac{2.753}{3}\Big(530.2\times3.89\times547.96\times4$$
$$+530.2\times\frac{4}{2}+547.96\times\frac{3.89}{2}\Big)\Bigg]=\frac{1}{EI}(37748)$$



الشكل ١١-١٤: أشكال عزم الانحناء والقوى العمودية على السقف

$$\delta_{11} = \frac{2}{EI}\Bigg[\left(\frac{1}{2}\times 1.22\times 3.235\times\frac{2}{3}\times 1.22\right)$$
$$+\frac{2.927}{3}\left(\overline{1.22}^2+\overline{2.22}^2+1.22\times 2.22\right)$$
$$+\frac{2.859}{3}\left(\overline{2.22}^2+\overline{3}^2+2.22\times 3\right)$$
$$+\frac{2.806}{3}\left(\overline{3}^2+\overline{3.56}^2+3.56\times 3\right)$$
$$+\frac{2.771}{3}\left(\overline{3.56}^2+\overline{3.89}^2+3.89\times 3.56\right)$$
$$+\frac{2.753}{3}\left(\overline{3.89}^2+\overline{4}^2+3.89\times 4\right)\Bigg]=\frac{1}{EI}(283.425)$$

$$\delta_{10}\,x\,\left(\delta_{11}+\frac{L}{E_c A}\right)=0$$

$L = 33$ ، $A = 74$ ، $E_c = 2000\ t/cm^2$

$E_{cx} = 200\ t/cm^2$ ، $I = 0.0114\ m^4$ ، $x = 130.8$

$M = M_0 + x M_1$

✪ تصميم القطاعات:

✪ القطاع 5:

$M = 15.15\ m.t$

$N = -90\ t$

$e = \frac{M}{N} = 0.145\ m$

$\sec \underline{n}(40\times70)$

$$e_s = 0.145 + 0.35 - 0.04 = 0.455$$

$$\frac{e}{t} = 0.207$$

$$\frac{N}{F_c bt} = \frac{90.0+10^3}{80\times40\times70} = 0.40$$

$$\mu = \mu^{\backslash} = M = 0.4\%$$

$$A_s = A_{s^{\backslash}} = \mu bt = \frac{0.4}{100}\times40\times70 = 11.2\ cm^2 \qquad 4\phi119$$

⚙ القطاع $\underline{n}(0)$:

$$M = 15.22\ m.t$$

$$d = 66 = K_1\sqrt{\frac{15.22\times10^5}{40}}$$

$$\therefore\ K_1 = 0.3381$$

$$K_2 = 1600$$

$$A_s = \frac{15.22\times10^5}{1600\times66} = 14.4 \qquad 4\phi22$$

⚙ تصميم الشدادات (شدادات خرسانة سابقة الإجهاد مدعمة بأعمدة قصيرة posts كل 3 m) :

$$T = +133.2\ t$$

القطاع 40 × 40

$$F = 135\ t$$

$$F_0 = \frac{135}{0.85} = 160\ t$$

وباستخدام كابلات سابقة الإجهاد تحت إجهاد يساوي $10\ t/cm^2$.

مساحة الصلب المطلوبة $= \frac{160}{10} = 16\ cm^2$

نأخذ عدد ٤ كابلات سعة كل منها 40 t.

$= 4\ cm^2$ مساحة الصلب المطلوبة

نختار كل كابل $12\phi 7\ mm$.

$= 4\times 12\times 0.385 = 18.47\ cm^2$ مساحة الصلب المطلوبة

$$F_0 = 18.47\times 10 = 184.7\ t F_{\infty} = 184.7\times 0.85 = 157\ t$$

$$g = 0.4\times 0.4\times 2.5 = 0.4\ t/m$$

$$M = \frac{wl^2}{12} = 0.3\ m.t$$

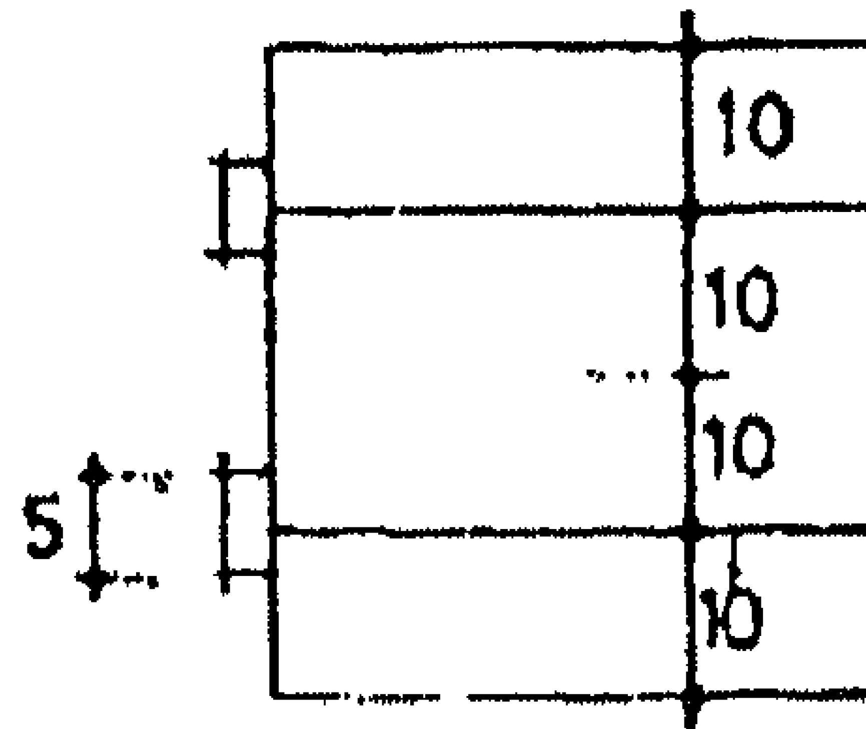
۞ فحص الإجهادات:

$$F = -\frac{F_{\infty}}{A} \pm \frac{M}{Z} + \frac{T}{A}$$

$$F = -\frac{157}{\overline{0.4}^2} + \frac{0.3}{\frac{\overline{0.4}^2}{6} - 176.8} + \frac{133.2}{\overline{0.4}^2}$$

$$= -120.6\ t/m^2 - 176.8\ t/m^2$$

۞ تصميم طرف البلوك:



الشكل ١١-١٥: شكل النهاية الطرفية للكمرة سابقة الإجهاد

$$a = 20\ cm$$

$$T = \frac{F}{4}\left(\frac{a - a^{\backslash}}{a}\right) = \frac{(184.71/4)}{4}\left(\frac{20-5}{20}\right) = 8.67\ t$$

$$A_s = \frac{8.657}{1.8} = 4.8\ cm^2$$

موزعة على طول $2.0\ m$.

$$A_s = 24 \ cm^2/m^\backslash$$

نأخذ 5ϕ13 أربعة فروع.

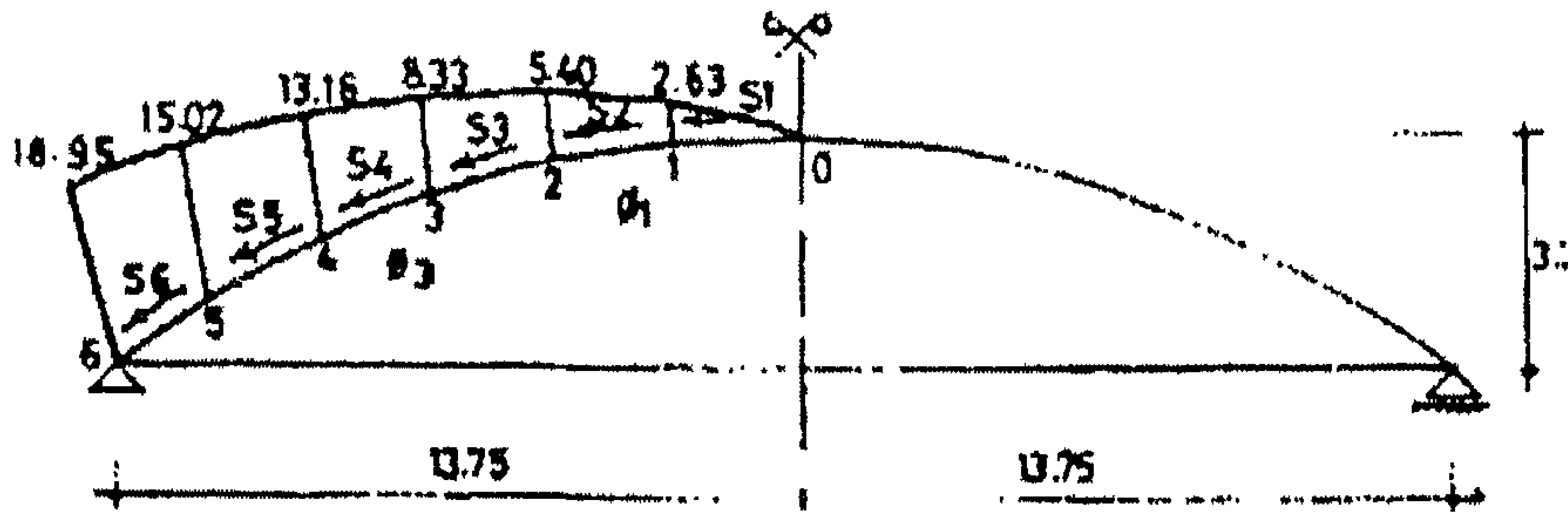
✪ فحص القص:

$$Q = 55.84 \ t$$

$$q = 8 = \frac{55.84 \times 10^3}{0.87 \times 40 \times d}$$

$$d = 200 \ cm$$

تصميم القوس 2



الشكل ١١-١٦

$$L = 27.50$$

$$h = 3.20 \ m$$

معادلة قوس القطع المكافئ:

$$y = \frac{x^2}{2c}$$

فإذا كانت:

$$x = 13.75 \ ، \ y = 3.20$$

$$\therefore \ 3.20 = \frac{\overline{13.75}^2}{2c}$$

$$\therefore \ c = 29.54$$

$$\therefore \ y = \frac{1}{59} x^2$$

بأخذ عدد ١٢ شريط حيث $x = 2.30$ لكل شريط.

طول القطع المكافئ:

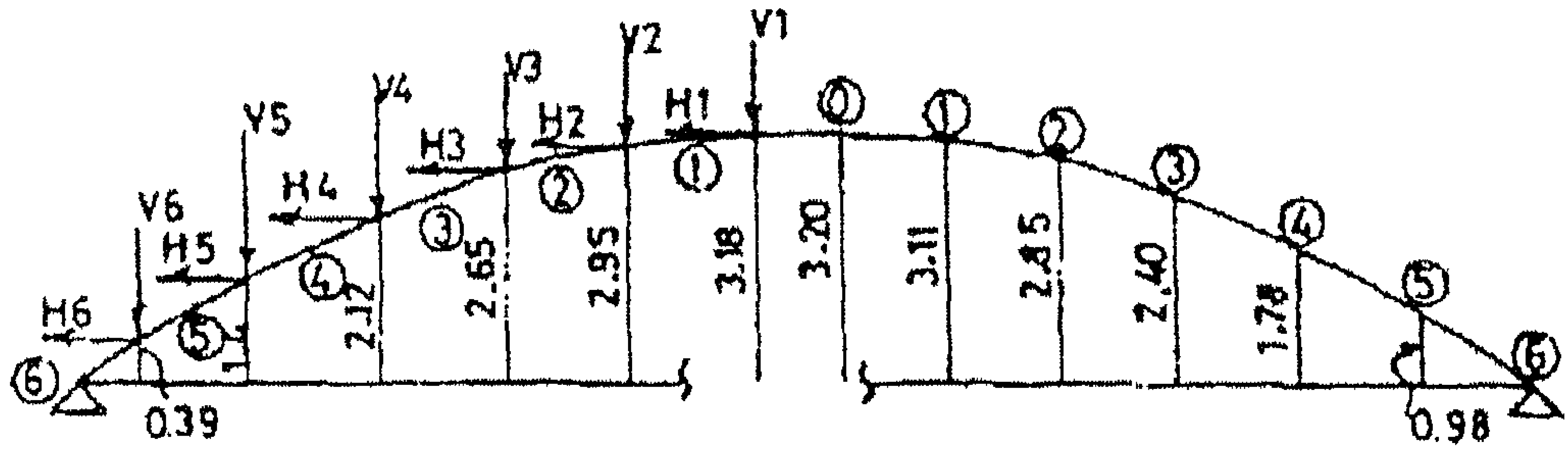
$$S = \frac{1}{c}\left(\frac{x}{2}\sqrt{x^2 + c^2} + \frac{c^2}{2}\sinh^{-1}\frac{x}{c}\right)$$

$I_1 = 2.25$	$S_1 = 2.25$
$I_2 = 2.32$	$S_2 = 4.57$
$I_3 = 2.36$	$S_3 = 6.91$
$I_4 = 2.44$	$S_4 = 9.29$
$I_5 = 2.58$	$S_5 = 11.73$
$I_6 = 2.78$	$S_6 = 14.23$

$$\phi = \tan^{-1}\frac{dy}{dx} = \tan^{-1}\frac{x}{c} \qquad \frac{dy}{dx} = \frac{x}{c}$$

الزاوية بالدرجة	القوى بالطن
$\phi_1 = 2.18°$	$S_1 = 2.96$
$\phi_2 = 6.56°$	$S_2 = 9.31$
$\phi_3 = 10.92°$	$S_3 = 16.2$
$\phi_4 = 15.15°$	$S_4 = 26.22$
$\phi_5 = 19.22°$	$S_5 = 36.35$
$\phi_6 = 23.10°$	$S_6 = 47.22$

$H = S\cos\phi$	$V = S\sin\phi$
$H_1 = 2.95$	$V_1 = 0.11$
$H_2 = 9.25$	$V_2 = 1.06$
$H_3 = 15.9$	$V_3 = 3.07$
$H_4 = 25.3$	$V_4 = 6.85$
$H_5 = 34.32$	$V_5 = 11.96$
$H_6 = 43.43$	$V_6 = 18.52$



الشكل ١١-١٧: توزيع الأحمال

$$y = \frac{x^2}{2c} = \frac{x^2}{59.08}$$

الوزن الذاتي للمسقط الأفقي: $o.w = 0.6\ t/m$

رد الفعل $= 0.6 \times 13.75 + \sum V = 49.82\ t$

$$M_4 = 49.82 \times 4.6 + 43.43(1.78 - 0.39) + 34.32 \times 1.78$$

$$-18.52 \times 3.45 - 11.96 \times 1.15 - 0.6 \times \frac{\overline{4.6}^2}{2}$$

$$= 218.58\ m.t$$

$$M_3 = 49.82 \times 6.9 + 43.43(2.4 - 0.39) + 34.32(2.4 - 1.4)$$

$$+25.3(2.4 - 2.12) - 18.52 \times 5.75 - 11.96 \times 3.45$$

$$-6.85 \times 1.15 - 0.6 \times \frac{\overline{6.9}^2}{2}$$

$$= 302.54\ m.t$$

$$M_2 = 49.82 \times 9.2 + 43.43(2.85 - 0.39) + 34.32(2.85 - 1.4)$$

$$+25.3(2.85 - 2.12) + 15.9(2.85 - 2.65)$$

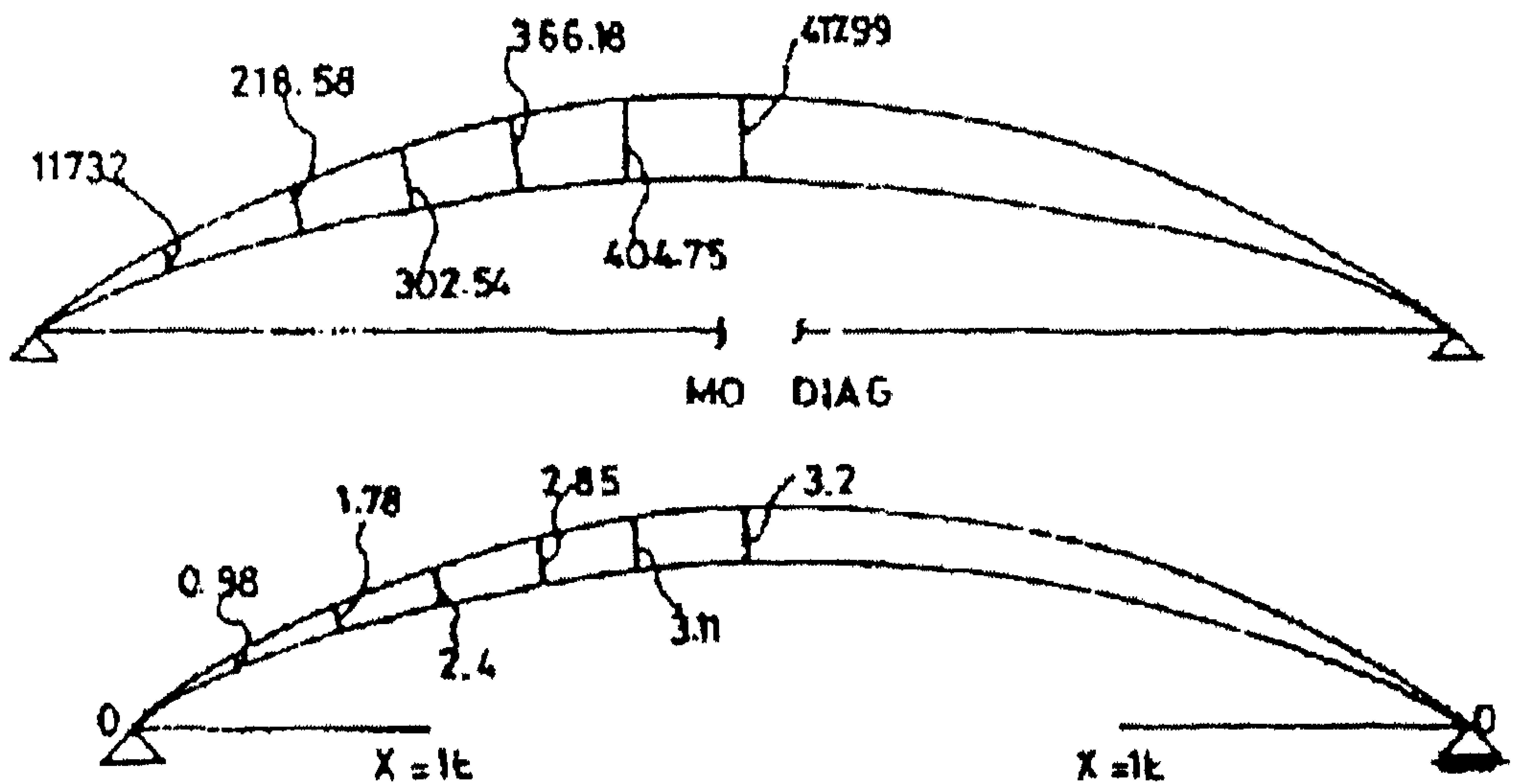
$$-18.52 \times 8.05 - 11.96 \times 5.75 - 6.85 \times 3.45$$

$$-3.07 \times 1.15 - 0.6 \times \frac{\overline{9.2}^2}{2}$$

$$= 366.18\ m.t$$

$$M_1 = 49.82\times11.5 + 43.43(3.11-0.39) + 34.32(3.11-1.4)$$
$$+25.3(3.11-2.12) + 15.9(3.11-2.65)$$
$$+9.25(3.11-2.95) - 18.52\times10.35 - 11.96\times8.05$$
$$-6.85\times5.75 - 3.07\times3.45 - 1.06\times1.15$$
$$-0.6\times\frac{\overline{11.5}^2}{2}$$
$$= 404.75 \text{ m.t}$$

$$M_0 = 49.82\times13.75 + 43.43(3.2-0.39) + 34.32(3.2-1.4)$$
$$+25.3(3.2-2.12) + 15.9(3.2-2.65)$$
$$+9.25(3.2-2.95) + 2.95(3.2-3.18) - 18.52\times12.60$$
$$-11.96\times10.3 - 6.85\times8 - 3.07\times5.7 - 1.06\times3.4$$
$$-0.11\times1.125 - 0.6\times\frac{\overline{13.75}^2}{2}$$
$$= 417.99 \text{ m.t}$$



الشكل ١١-١٨: M_0 ، M_1

$$\delta_{10} = -\frac{2}{EI}\Bigg[2.78\times 0.98\times\frac{117.32}{3}+\frac{2.58}{3}\Big(\frac{0.98\times 218.58}{2}$$

$$+\frac{1.78\times 117.32}{2}+0.98\times 117.32+1.78\times 218.58\Big)$$

$$+\frac{2.44}{3}\Big(-1.78\times 218.58+2.4\times 302.54$$

$$+\frac{1.78+302.54}{2}+\frac{214\times 218.58}{2}\Big)$$

$$+\frac{2.36}{3}\Big(2.4\times 302.54+2.65\times 366.18$$

$$+\frac{2.4\times 366.18}{2}+\frac{2.65\times 302.54}{2}\Big)$$

$$+\frac{3.32}{3}\Big(2.65\times 366.15+3.11\times 404.75$$

$$+\frac{2.65\times 404.75}{2}+\frac{3.11\times 366.18}{2}\Big)$$

$$+\frac{2.25}{3}\Big(3.2\times 417.99+3.11\times 404.75$$

$$+\frac{3.2\times 404.75}{2}+\frac{3.11\times 417.99}{2}\Big)\Bigg]$$

$$=\frac{1}{EI}(19112.5)$$

$$\delta_{11} = \frac{2}{EI}\Bigg[2.78\times\frac{\overline{0.98}^2}{3}+\frac{2.58}{3}\left(\overline{0.98}^2+\overline{1.78}^2+0.98\times 1.78\right)$$

$$+\frac{2.44}{3}\left(\overline{1.78}^2+\overline{2.4}^2+1.78\times 2.4\right)$$

$$+\frac{2.36}{3}\left(\overline{2.4}^2+\overline{2.85}^2+2.4\times 2.85\right)$$

$$+\frac{2.32}{3}\left(\overline{2.85}^2+\overline{3.11}^2+2.85\times 3.11\right)$$

$$+\frac{2.25}{3}\left(\overline{3.11}^2+\overline{3.2}^2+3.11\times 3.2\right)\Bigg]$$

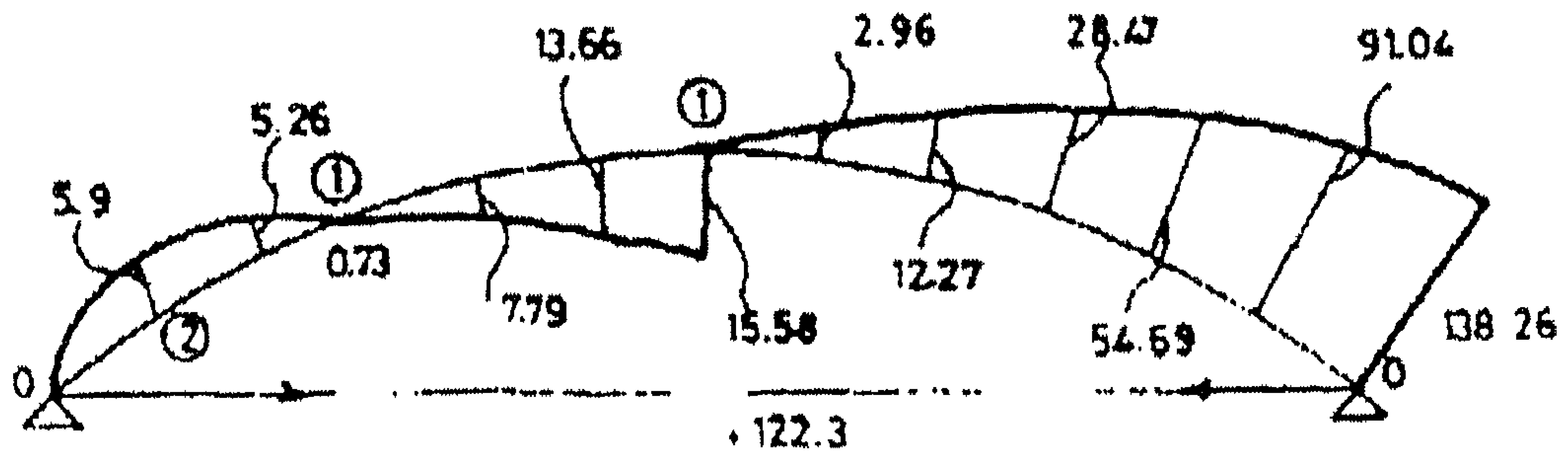
$$=\frac{1}{EI}(+151.985)$$

$$\delta_{10} + x\left(\sigma_{11} + \frac{L}{E_s A}\right) = 0$$

$$A = 70\ cm^2$$

$$x = 122.3$$

$$M = M_0 + x M_1$$



الشكل ١١-١٩: توزيع عزوم الانحناء والقوى المحورية

۞ تصميم القطاعات:

فحص القطاع 70 × 40.

۞ القطاع 1-1:

$$M = 15.58\ m.t$$

$$K_1 = 0.334$$

$$A_s = 14.75 = 4\phi 22$$

۞ القطاع 2-2:

$$M = 5.9\ m.t$$

$$N = -91\ t$$

$\frac{e}{t}$ = قطاع معرض لإزاحة صغيرة

$$\frac{N}{F_c\, b t} = 0.4$$

$$\mu = \mu^{\backslash} = 0.4\%$$

$$\therefore \quad A_s = A_{s^{\backslash}} = 11.2 \text{ cm}^2 = 4\phi 19$$

❂ تصميم الشدادات:

$$N = -122.30 \text{ t}$$

القطاع 40 × 40

نفترض أن:

$$w = 0.85$$

$$F_{\infty} = 130 \text{ t}$$

$$F_0 = \frac{130}{0.85} = 153 \text{ t}$$

باستخدام كابلات سابقة الإجهاد تحت إجهاد يساوي 10 t/cm^2.

$$\text{مساحة الصلب المطلوبة} = \frac{153}{10} = 15.3 \text{ cm}^2$$

نأخذ عدد ٤ كابلات سعة كل منها 40 t.

نختار كل كابل $12\phi 7$ mm.

$$\text{مساحة الصلب المطلوبة} = 18.47 \text{ cm}^2$$

$$F_0 = 184.7 \text{ t}$$

$$F_{\infty} = 157 \text{ t}$$

$$w = 0.4 \times 0.4 \times 2.5 = 0.4 \text{ t/m}^{\backslash}$$

$$M = \frac{wl^2}{12} = 0.3 \text{ m.t}$$

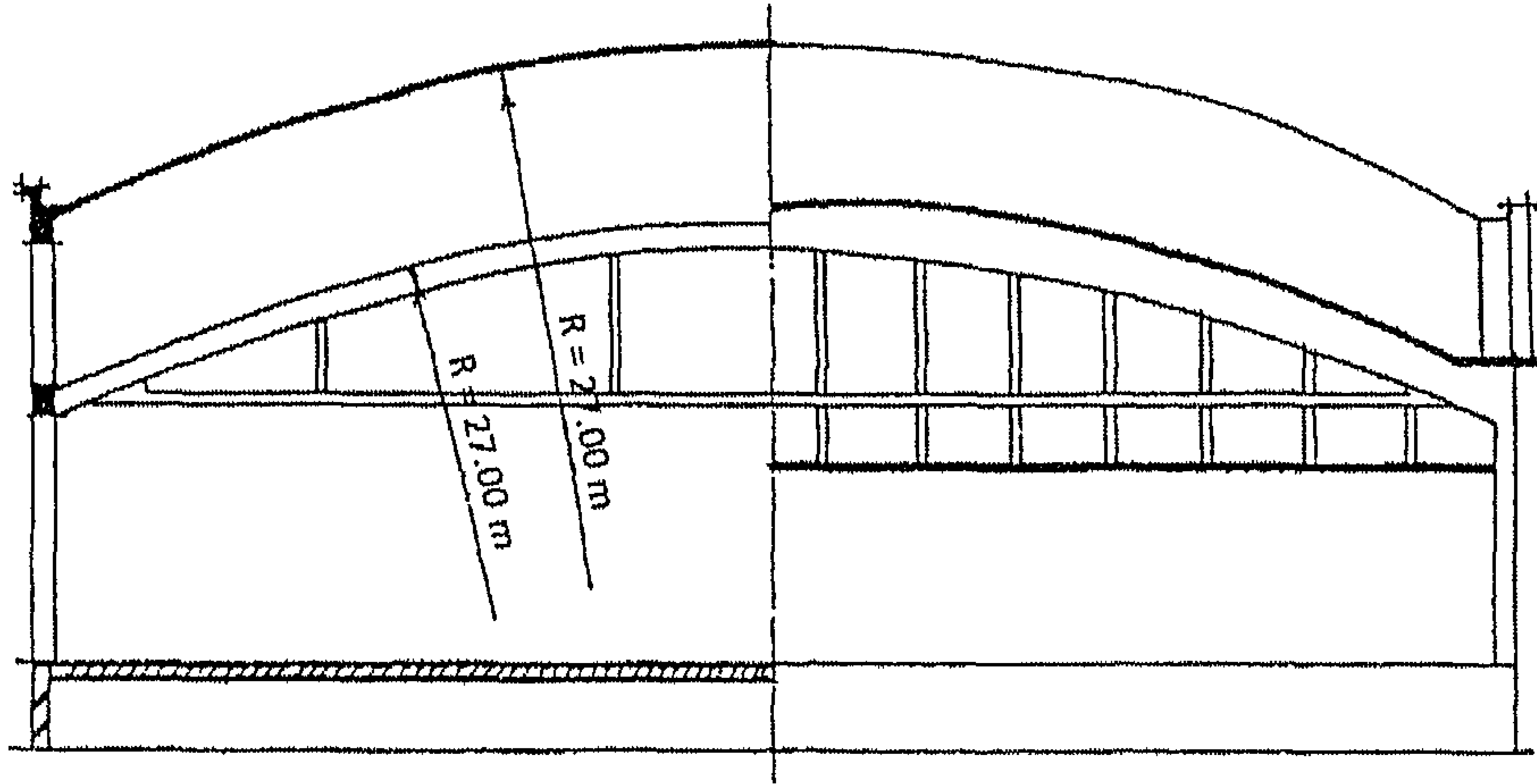
❂ فحص الإجهادات:

$$F = -\frac{F_{\infty}}{A} \pm \frac{M}{Z} + \frac{T}{A}$$

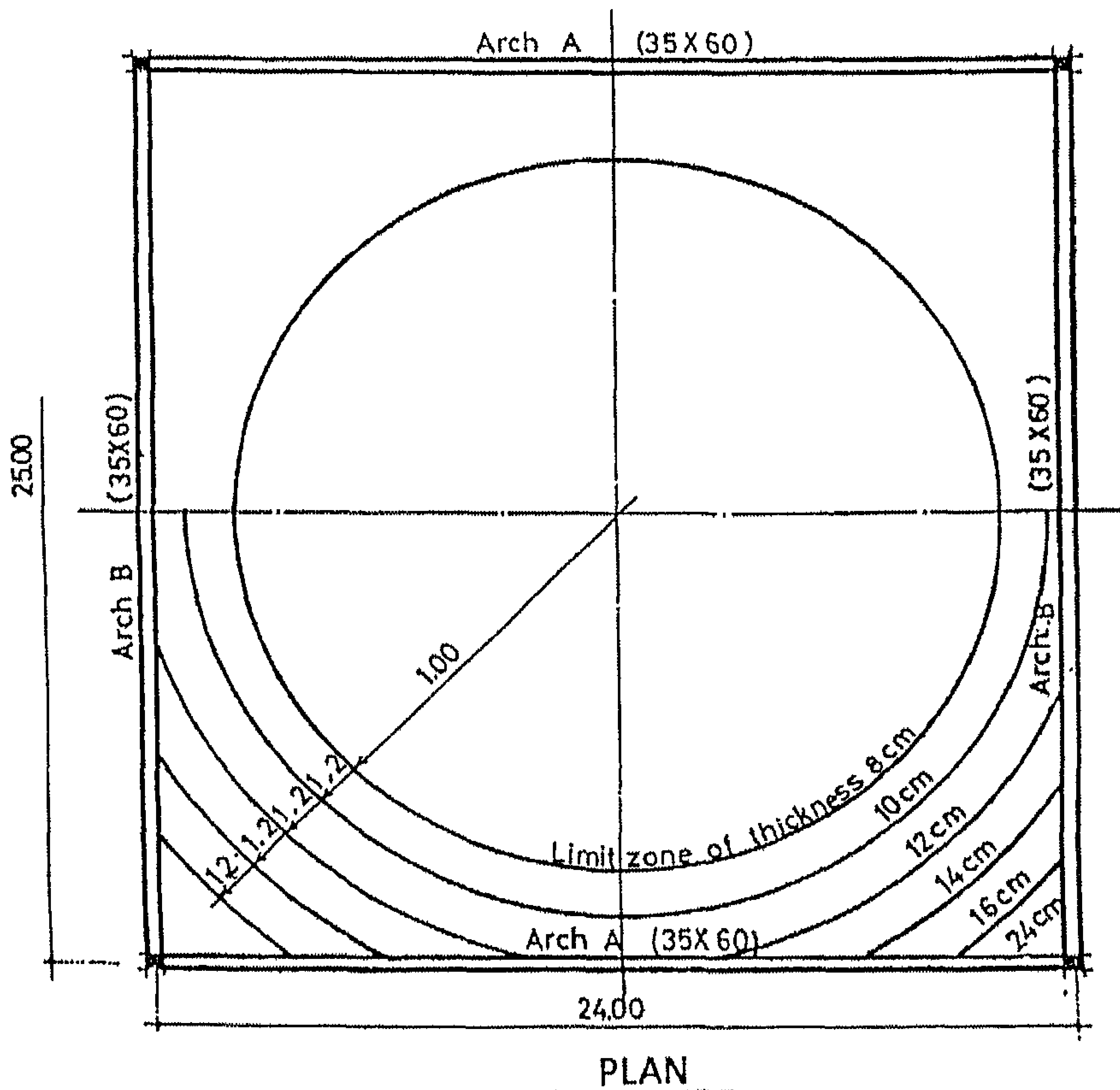
$$F_{\infty} = -167 \text{ t/m}^2$$

$$F_{\infty} = -223.2 \text{ t/m}^2$$

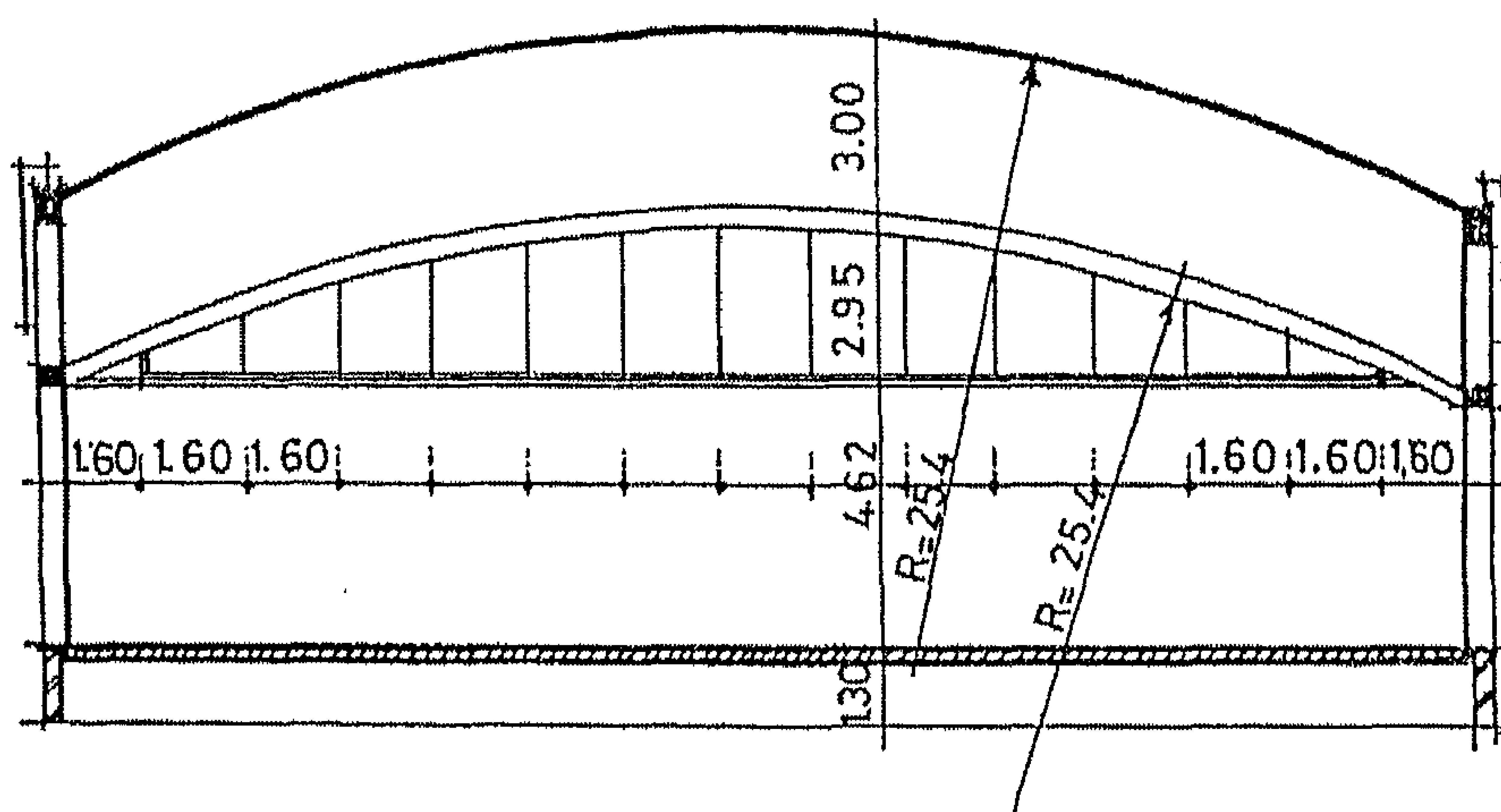
- تصميم طرف البلوك: كما ذكرنا سابقاً في تصميم القوس 1.



الشكل ١١-٢٠: قطاع رأسي



الشكل ١١-٢١: مسقط أفقي



Sec. elevation

الشكل ١١–٢٢: قطاع رأسي

Arch A (35×60)

(35X60)

Arche

25.00

6 ø 8/m
one mesh

6+6 ø 10/m
for 2.0 m

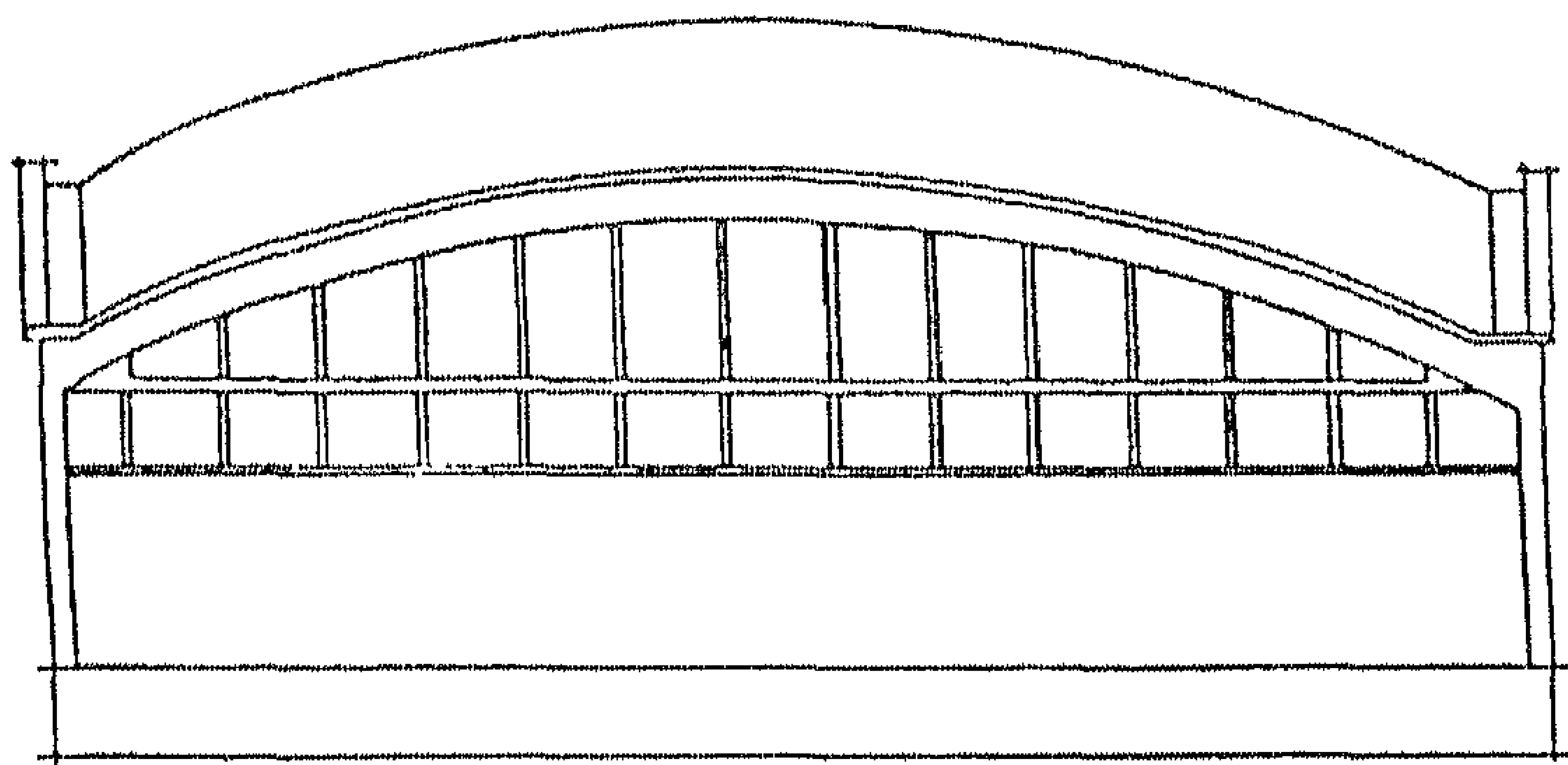
5+5 ø 8/m
on R=12.0m

top+bot. Rfr
6+6 ø 10 for
7+7 ø 10 for
5+5 ø 13 for
6+6 ø 13 for
8+8 ø 13 fo

Arch A

24.00

الشكل ١١–٢٣: مسقط أفقي لبيان حديد التسليح



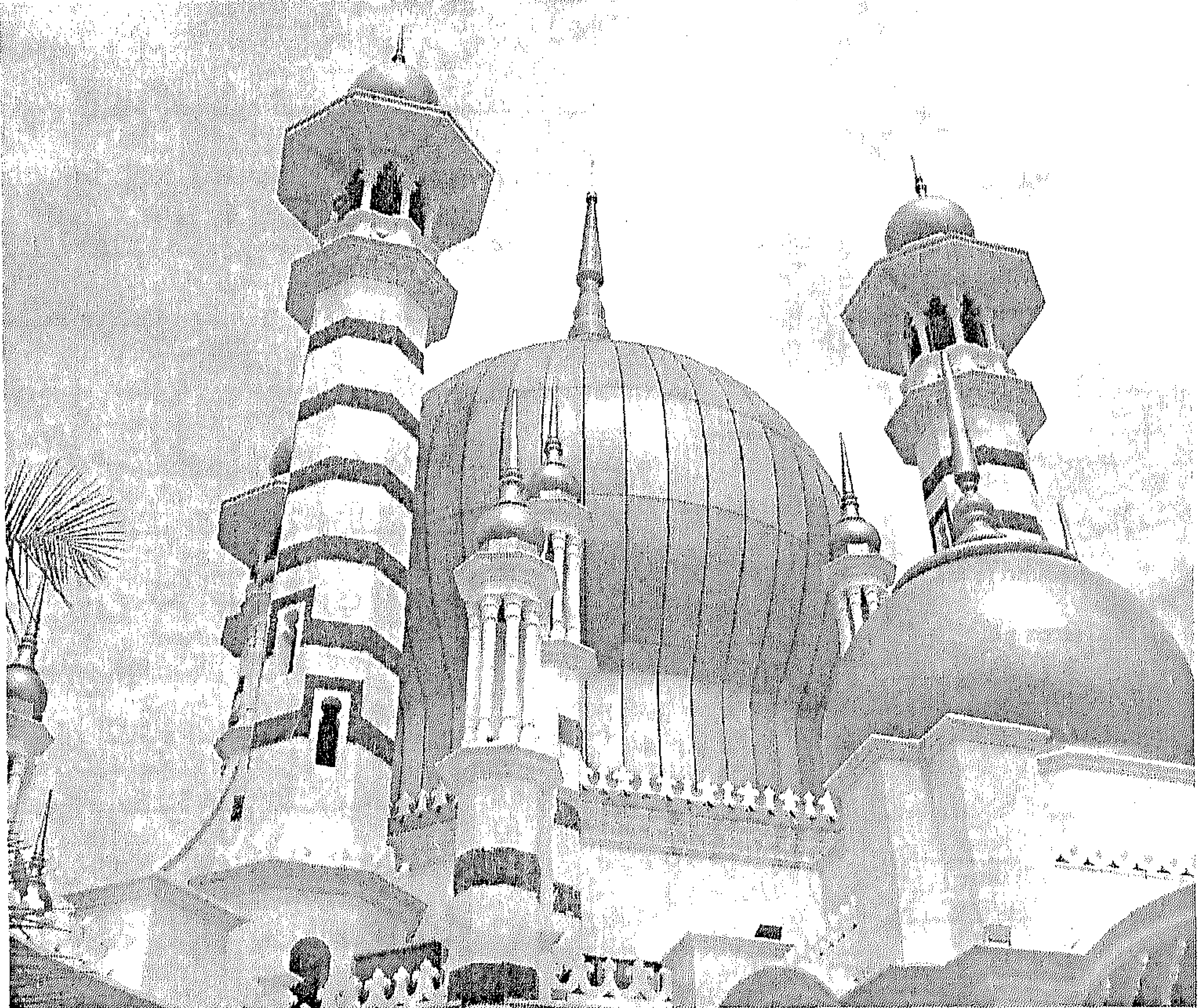
Elevation

الشكل ١١–٢٤: واجهة

بسم الله الرحمن الرحيم

﴿ وَيَزِيدُ ٱللَّهُ ٱلَّذِينَ ٱهْتَدَوْا۟ هُدًى ۗ وَٱلْبَٰقِيَٰتُ ٱلصَّٰلِحَٰتُ خَيْرٌ عِندَ رَبِّكَ ثَوَابًا وَخَيْرٌ مَّرَدًّا ﴾

[مريم: ٧٦]



١٢

المئذنة

١٢ـ١ مقدمة

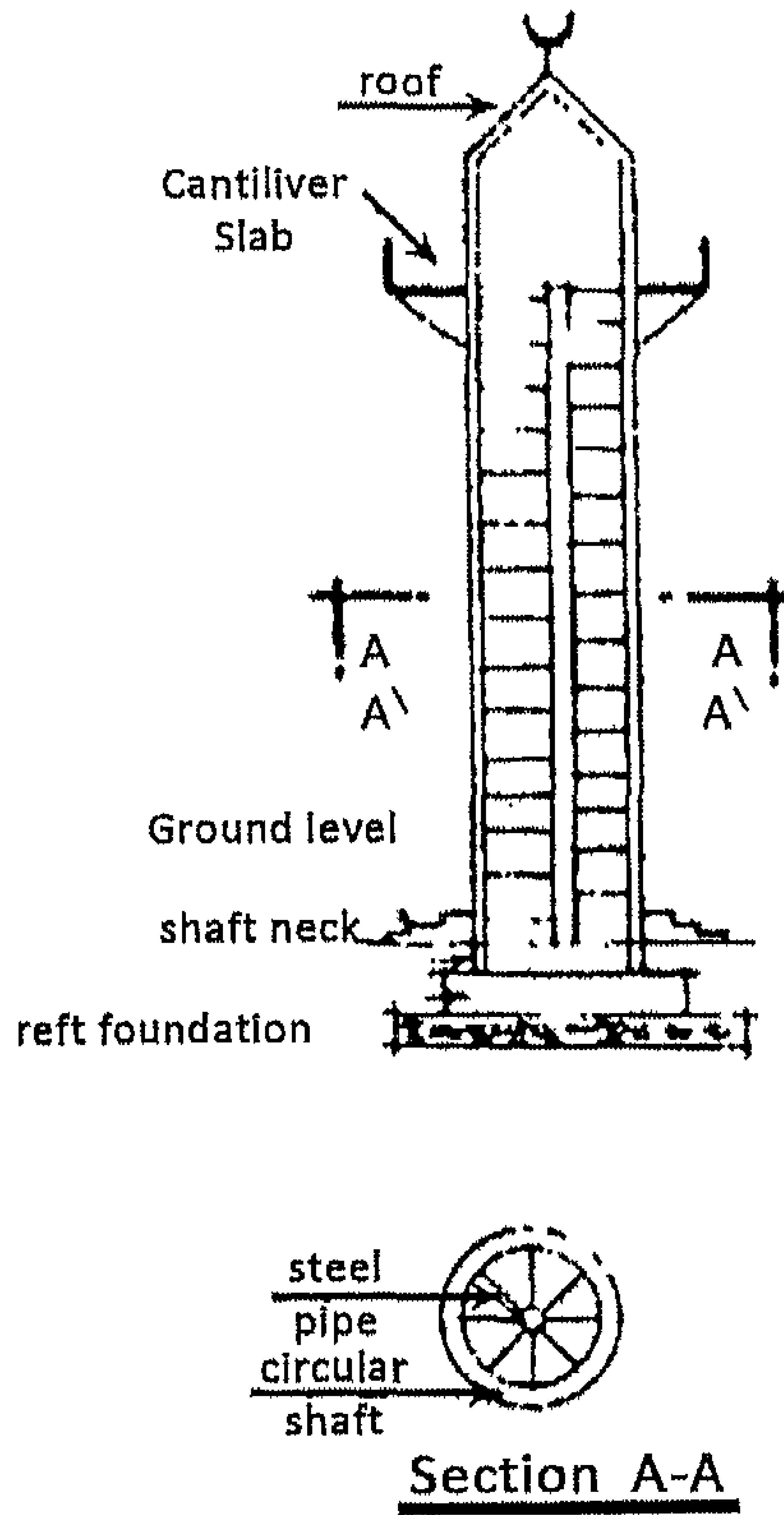
إن المئذنة minarete من أهم العناصر المعمارية للمساجد، ونادرًا ما تجد مسجدًا بدون مئذنة.

١٢ـ٢ أنواع المآذن

١٢ـ٢ـ١ المئذنة المستديرة

يكون القطاع العرضي لهذه المئذنة مستديرًا على طول كل ارتفاعها. كما يكون لهذه المئذنة سلم حلزوني داخلي مرتكزًا على عمود مركزي يقع في مركز دائرة القطاع العرضي للمئذنة. وغالبًا ما يكون هذا العمود عبارة عن أنبوبة حديدية يرتكز عليها درجات السلم الحديدية كذلك، كما يكون لهذا النوع عند أعلى مستوى له سطح هرم أو سطح قبة صغيرة.

إن الدائرة الداخلية لهذا السلم يمكن أن تكون مرتكزة على قلب خرساني shaft دائري الشكل.وعند ارتفاع مناسب سوف يتم عمل بلاطة كابولية يصعد عليها المؤذن ليقيم آذان الصلاة بالاستعانة بميكروفون كهربائي مثبت على هذا الارتفاع في الغالب المعتاد.



الشكل ١٢-١: تفاصيل نمطية لمئذنة مستديرة

١٢ـ٢ـ٢ المئذنة المستطيلة

تحتوي هذه المئذنة على نفس أجزاء النوع السابق ذكره ولكن لها قطاع عرضي مستطيل الشكل في المسقط الأفقي. وهذا القطاع يمكن أن يكون مصمتًا في حالة المآذن ذات الارتفاعات الكبيرة أو ترتكز على أعمدة في حالة الارتفاعات الصغيرة.

١٢-٢-٣ المئذنة متعددة الأضلاع

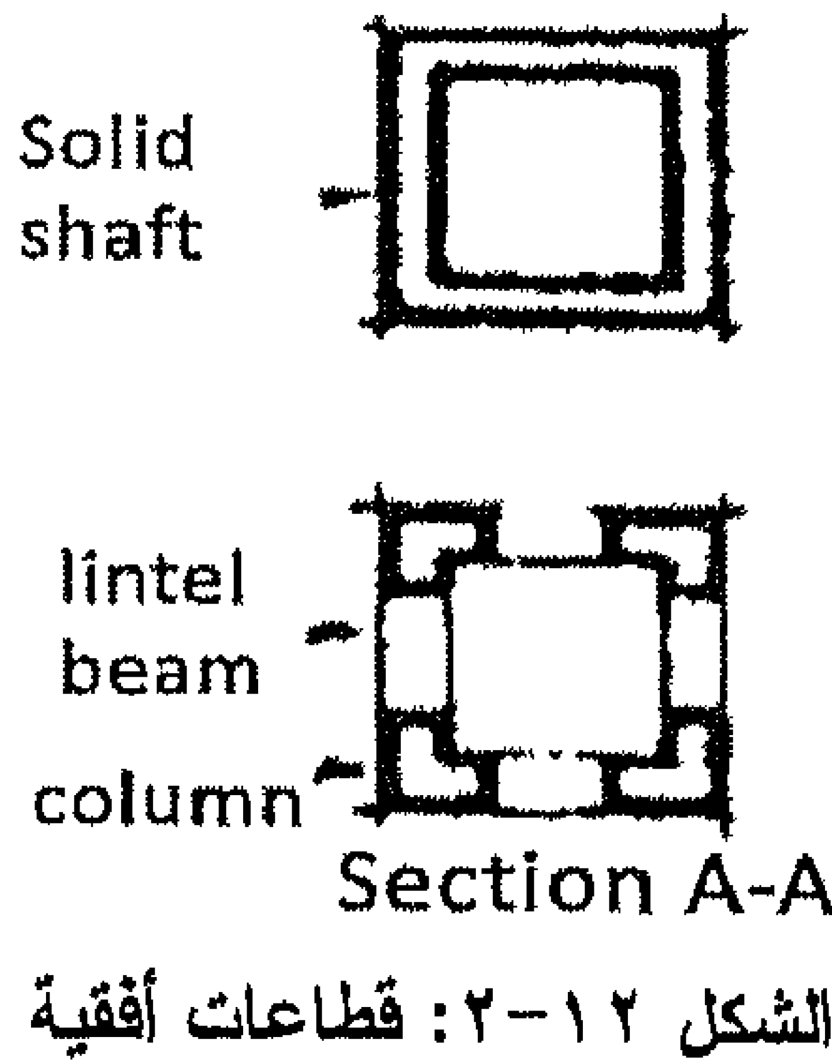
يكون لها نفس المكونات للنوعين السابقين ولكن مع وجود قطاع عرضي ذو شكل متعدد الأضلاع سداسي أو ثماني أو خلافه في المسقط الأفقي. وهذا الشكل متعدد الأضلاع يمكن أن يكون عبارة عن قلب مصمت solid shaft للارتفاعات الكبيرة أو مرتكز أعلى أعمدة عند الأركان للارتفاعات الصغيرة.

إن الشكل متعدد الأضلاع مفضل من الناحية المعمارية للمساجد ذات الأسقف الهرمية pyramid roofs.

١٢-٢-٤ المئذنة المركبة من قطاعات عرضية كثيرة

يكون ارتفاعها بالكامل مقسمًا غالبًا إلى جزئين أو ثلاثة أجزاء، لكل جزء منهم له شكل مختلف للقطاع العرضي. على سبيل المثال الشكل ١٢-٢ فإن الارتفاع الكامل مقسم إلى جزئين:

- الجزء السفلي، مكون من قطاع عرضي مربع مصمت حتى ارتفاع 12 m عن ارتفاع المئذنة الكلي.
- الجزء العلوي، وهو بقية الارتفاع من 12 m إلى 26 m له قطاع عرضي متعدد الأضلاع من النوع الأول في الشكل ١٢-٣.



الشكل ١٢-٢: قطاعات أفقية

١٢-٣ المكونات الرئيسية للمئذنة

١٢-٣-١ أعلى منسوب سطح الأرض

١. القلب الرئيسي main shaft، ويمكن أن يكون له أي واحد من القطاعات السابق ذكرها في البند ١٢-١.
٢. السلم الدائري داخل القلب.
٣. بلاطة كابولية لاستخدام المؤذن.

٤. بلاطة السطح، ويمكن أن تكون قبة ذو هرام أو مخروط أو بلاطة مسطحة flat slab. كما يمكن أن تكون مكونة من مجموعة منهم، أي مكونة من مخروط وقبة أو بلاطة مسطحة مع سقف هرمي (ارجع إلى الشكل ١٢-١).

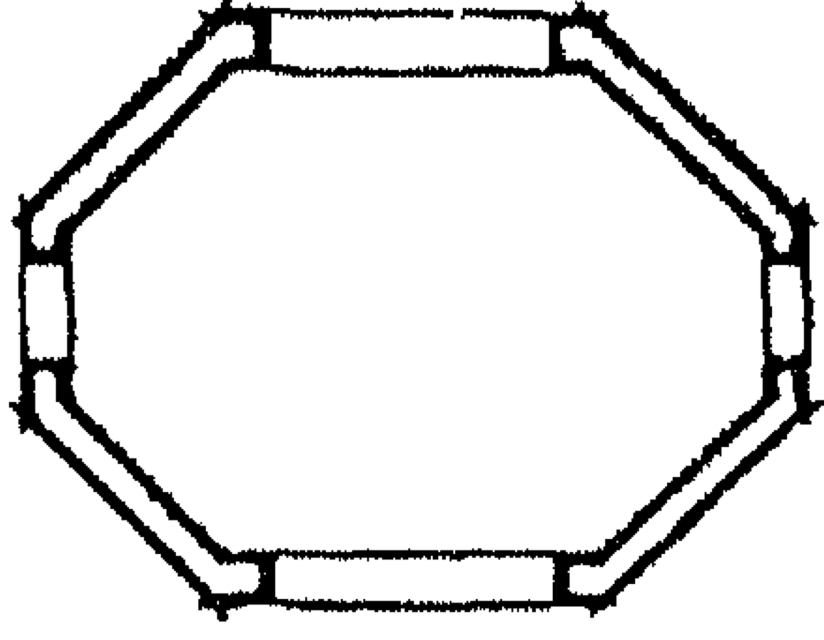
٥. درجات السلم صغيرة عند مدخل المئذنة، ويمكن أن تكون هذه السلالم من الخرسانة العادية plain concrete steps.

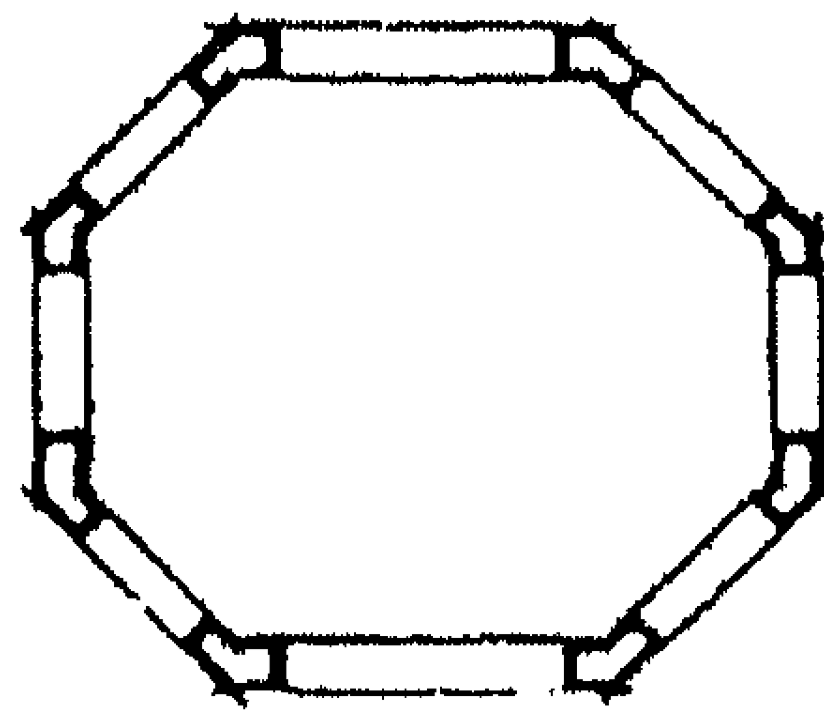
١٢-٣-٢ أسفل سطح الأرض

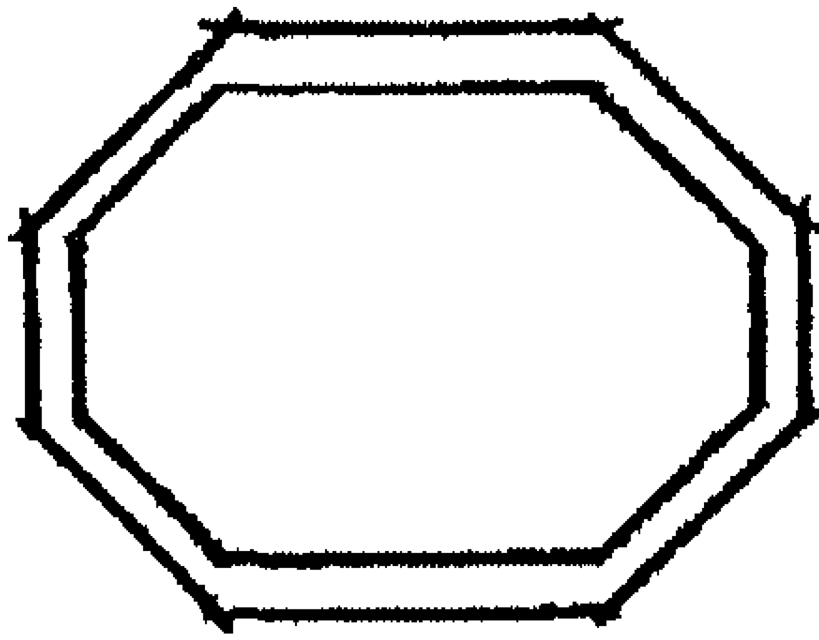
إن المئذنة أسفل سطح الأرض الطبيعية يمكن أن تتكون من:

١. رقاب الأعمدة أو القلب الخرساني المصمت.
٢. أساسات لبشة مسلحة.

والمئذنة لا يمكن أن ترتكز على أساسات قواعد منفصلة لأنها تعتبر منشأ رفيع جدًا very thin، والقوى الأفقية (رياح أو زلازل) لها تأثير كبير عليها (يمكن الرجوع إلى الأشكال ١٢-١، ١٢-٢، ١٢-٣، ١٢-٤).







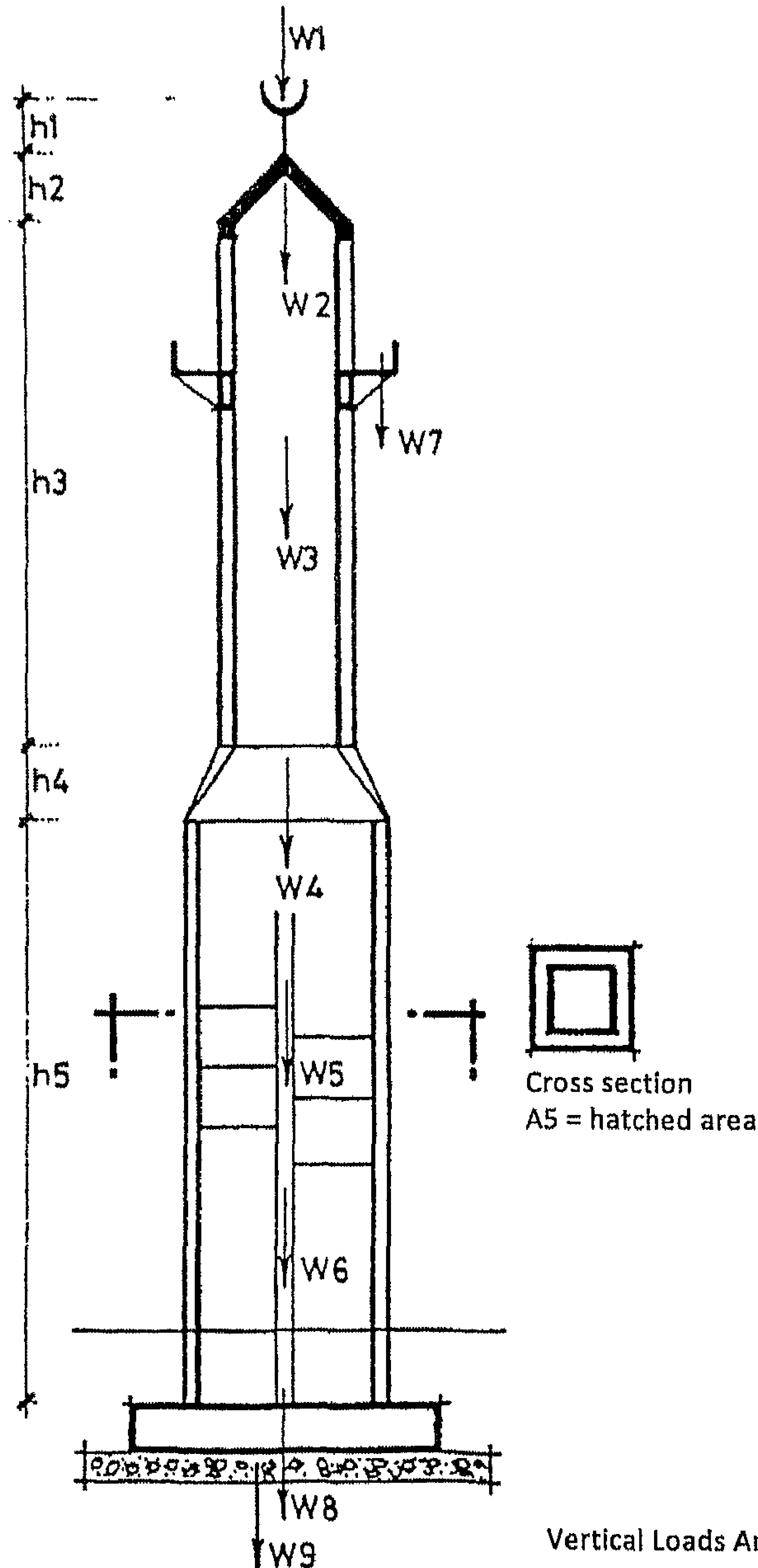
الشكل ١٢-٣: قطاعات أفقية للمئذنة على ارتفاعات مختلفة

١٢-٤ الأحمال

يوجد هناك ثلاثة أنواع من الأحمال تؤثر على المئذنة:

١. الأحمال الرأسية: وتشمل الوزن الذاتي للمئذنة والأرضيات والأحمال الحية.
٢. أحمال الرياح: سوف نشرح تأثير أحمال الرياح على المئذنة طبقًا للكود المصري للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٠م وما بعدها، ويُرجع إلى المادة ١٢/٥ في الباب الخامس بالكود المصري للأحمال على المنشآت لعام ١٩٩٣م E.C.O.P 1993.

٣. أحمال الزلازل: إن أحمال الزلازل مشروحة بالتفاصيل الكاملة في الكتاب الرابع للمؤلف بعنوان "تصميم الأعمدة الخرسانية"، الصادر عام ٢٠٠٩م وما بعدها. وبخصوص الكود المصري للأحمال على المنشآت الصادر عام ١٩٩٣م يمكن الرجوع إلى نهاية هذا الباب البند ١٢/٥.



الشكل ١٢-٤: قطاع رأسي في المئذنة

١٢-٤-١ الأحمال الرأسية

سوف نقوم بتقسيم المئذنة إلى أجزاء وحساب الوزن الميت والوزن الحي لكل جزء، مثل السلم الحلزوني والأنبوب الخرساني المربع المصمت solid square shaft (القلب الخرساني الخارجي)، وكذلك البلاطة البلكونية ذات الشكل متعدد الأضلاع في المسقط الأفقي، وكذلك السقف القبة أو السقف ذو البلاطة المسطحة.

ثم نقوم بجمع كل الأحمال الرأسية من أعلى إلى أسفل حتى الوصول إلى سطح الأرض الطبيعية، ثم نقوم بحساب الأحمال على الأساسات اللبشة والأنبوب الخرساني المصمت solid R.C shaft، حيث:

$$W_{tot} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 + W_9$$

حيث $W_1 \rightarrow W_9$ انظر الشكل ١٢-٤.

W_1 = وزن الهلال (حوالي 0.5-1.0 t).

W_2 = وزن الهرم أعلى السقف.

W_3 = وزن الأنبوب العلوي متعدد الأضلاع $A_3 \times h_3$ (ويشمل وزن الحوائط الطوب إذا كانت موجودة).

W_4 = وزن منطقة الانتقال في الأنبوب الخرساني.

W_5 = وزن الجزء السفلي من الأنبوب = A_s (الجزء المهمش من مساحة المقطع العرضي) $\times h_s$.

W_6 = وزن السلم الدائري.

W_7 = وزن البلاطة البلكونية.

W_8 = وزن الأساس اللبشة الخرسانية المسلحة.

W_9 = وزن الأساس اللبشة الخرسانية العادية.

١٢-٤-٢ أحمال الرياح

بالرجوع إلى الكود المصري للخرسانة المسلحة لعام ١٩٩٠م وما بعدها، البند ٥/١٠، باعتبار أحمال الرياح سوف نجد الآتي:

١٠/٥ أحمال الرياح

إن المعادلة الحاكمة للحمل الاستاتيكي المكافئ للرياح W_i تكون كالتالي:

$$W_i = C K_s w_d \ \ kg/m^2 \qquad (١٠-٣)$$

حيث:

١. C = معامل يعتمد على أبعاد المبنى.

أ) في اتجاه الرياح:

١. إذا كانت نسبة الارتفاع إلى الطول أو العرض < 2.5:

$$C = 1.3 \sin\alpha - 0.4 \qquad (١٠-٤)$$

٢. لأي نسب أخرى:

$$C = 1.2 \sin\alpha - 0.4 \qquad (١٠-٥)$$

ب) في اتجاه السحب (جميع النسب):

$$C = -0.4$$

حيث α = زاوية ميل السطح.

٢. K_s = معامل يعتمد على المنطقة الجغرافية الموجود فيها المنشأ.

= 1.0 للمواقع ذات التعرض العادي للرياح.

= 1.3 للمواقع المعرضة لرياح شديدة السرعات والكثافة، مثل شواطئ البحار.

٣. W_d = الحمل الاستاتيكي المكافئ للرياح (kg/m^2)، ويتم حسابها كالتالي:

الجدول ١٠-٢

Height (m)	0 + 10	20	30	40	60	80	100	100 → 150
W_d (kg/m^2)	50	60	65	75	80	90	95	100

١٠/٥/٥ معامل ضغط الرياح C على المآذن والمداخن

عند حساب ضغط الرياح على المآذن والمداخن والخزانات العالية أو المنشآت المماثلة غير المحملة على أعمدة خرسانية فإن المعامل C يمكن حسابه من الجدول ١٠-٣.

الجدول ١٠-٣: معامل ضغط الرياح C على المنشآت العالية غير المحملة على أعمدة خرسانية

المسقط الأفقي		h/d	
	١	٧	٢٥
مربع الشكل: اتجاه الرياح عمودي على الجانب	١.٣	١.٤	٢.٣
مربع الشكل: اتجاه الرياح عمودي على القطر	١.٠	١.١	١.٥
سداسي أو ثماني الشكل	١.٠	١.٢	١.٤
دائري الشكل:			
دائري الشكل سطح ناعم بدون نتوءات $(d'/d = 0.00)$	٠.٥	٠.٦	٠.٧
دائري الشكل سطح به نتوءات بنسبة $(d'/d = 0.02)$	٠.٧	٠.٨	٠.٩
دائري الشكل سطح به نتوءات بنسبة $(d'/d = 0.08)$	٠.٨	١.٠	١.٢

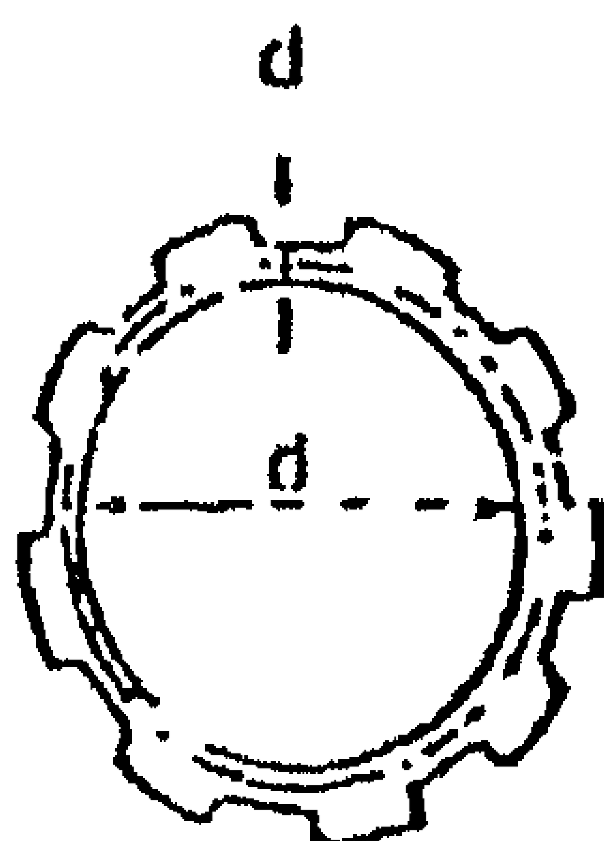
حيث d' = سمك أقل قطاع للخرسانة المسلحة للأنبوب.

h = ارتفاع المنشأ.

d = القطر الداخلي (أقل قطر) في المسقط الأفقي.

١٠/٥/٥ ضغط الرياح المؤثر على أعمدة الخزانات العلوية، ويتم حسابه باستخدام المعادلة ١٠-٣ والجدول ١٠-٣.

ملاحظات



الشكل ١٠-٦

١. سوف تقسم المئذنة إلى أجزاء حسب شكل القطاع العرضي وحسب طولها باعتبار الجدول ١٠-٢ ويرجع إلى الشكل ١٠-٦.

٢. وزن الهلال أعلى المئذنة ما بين 0.5 t إلى 1.0 t.

٣. إن المنطقة الانتقالية يمكن حسابها طبقًا للقطاع المتوسط عند منتصف ارتفاع المئذنة.

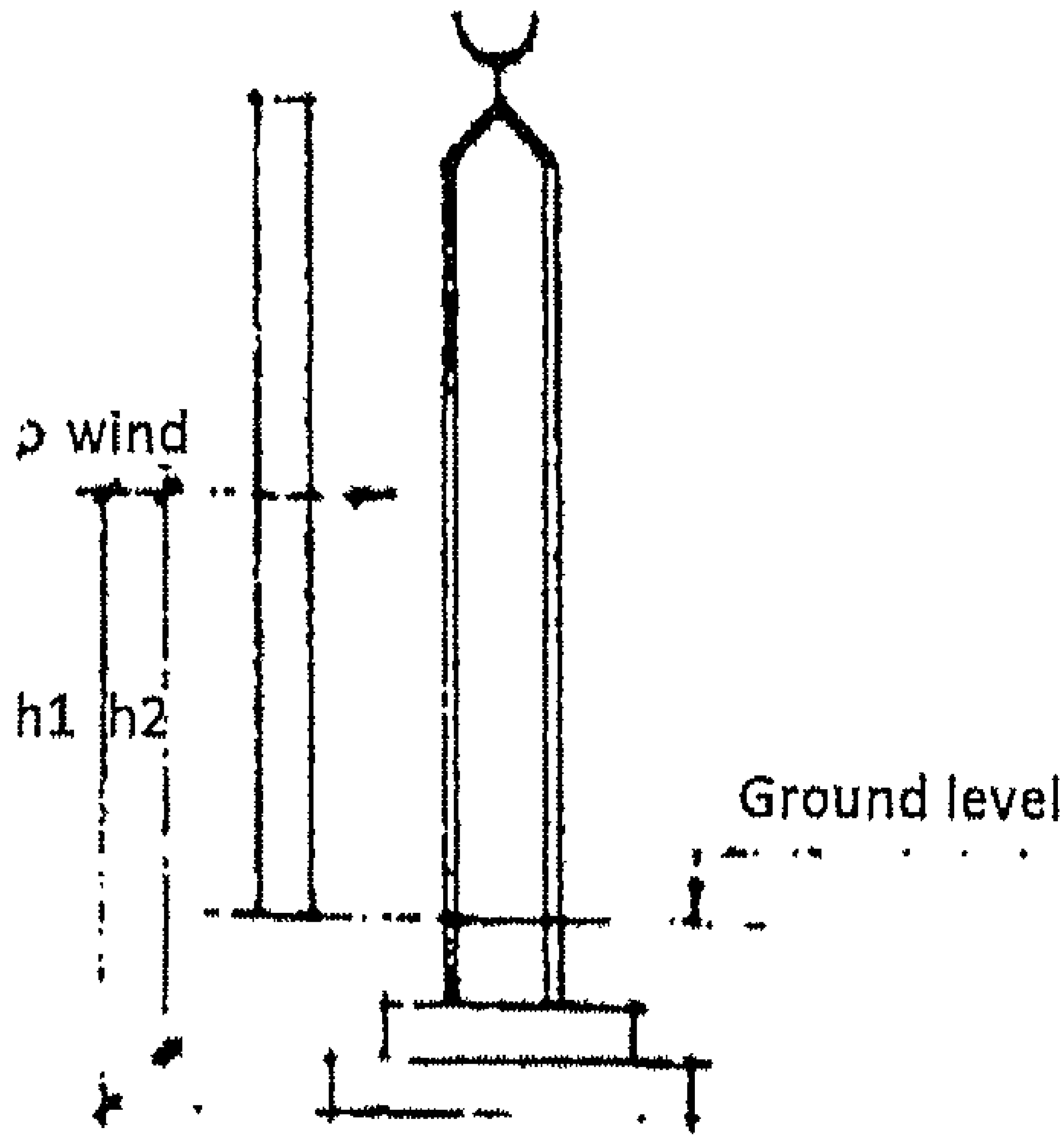
٤. إن السلم الدائري يمكن أن يكون من الخرسانة المسلحة أو الحديد.

٥. سوف لا يكون هناك ضغط للرياح أسفل منسوب الأرض الطبيعية ولكن ذراع العزم لعزم الانحناء الناتج عن الرياح المؤثر على التربة سوف يتم أخذه لأسفل حتى القطاع 1-1 يساوي

h_1 ، والرياح سوف تؤثر على ضغط التماس مع التربة بذراع عزم للعزوم لأسفل حتى قطاع 2-2 بارتفاع h_2 (انظر الشكل ١٢-٥).

٦. إن منسوب الأرض سوف يتم أخذه مساويًا لمنسوب نقطة متوسط سطح الأرض الطبيعية.

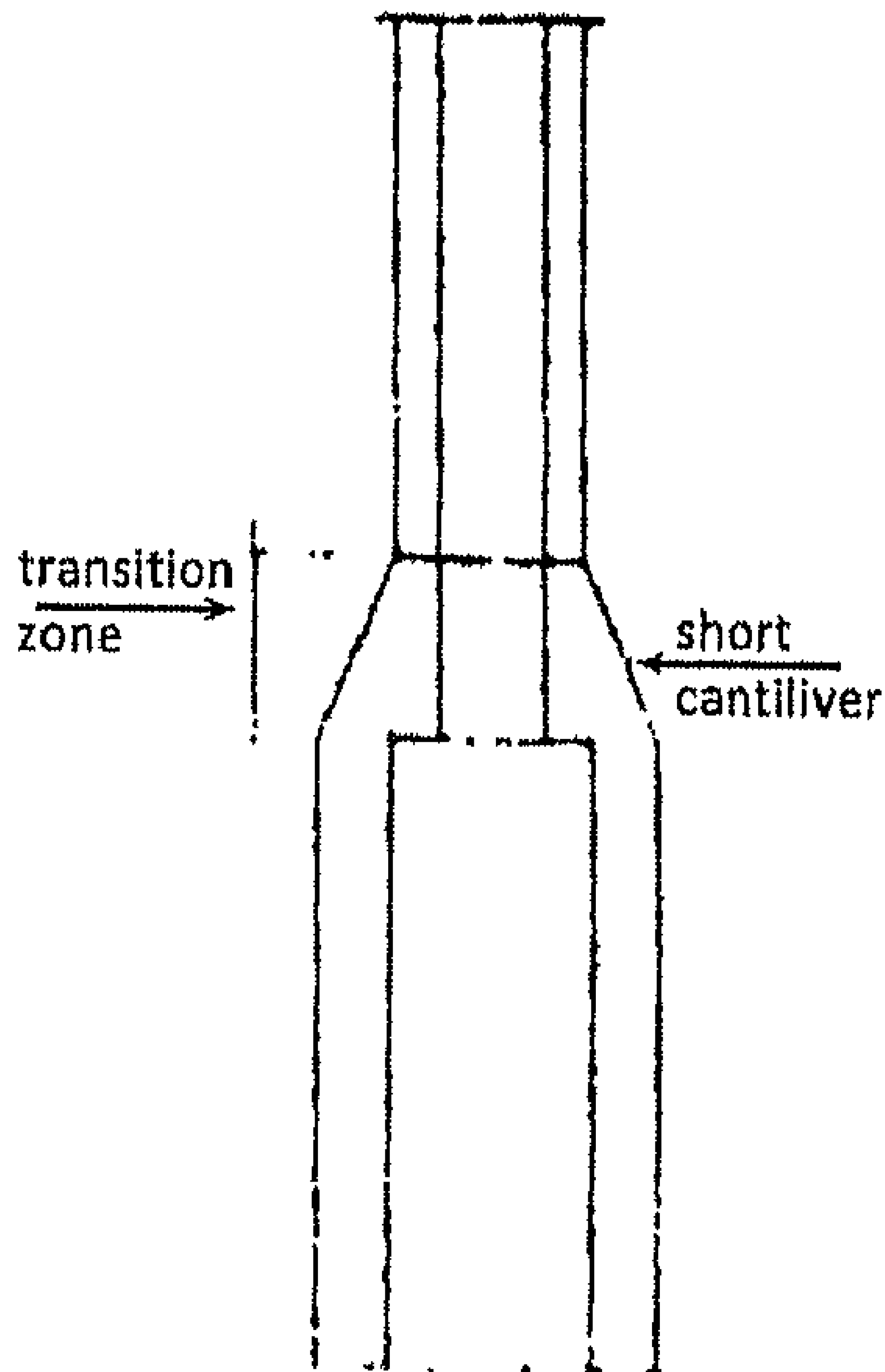
٧. إن الأساسات اللبشة للمئذنة يجب أن تكون منفصلة كليًا عن أساسات أعمدة ومباني المسجد المجاورة لها لتجنب حدوث هبوط متفاوت differential settlement.



الشكل ١٢-٥: قطاع رأسي لبيان حمل الرياح

٨. إن السلم الدائري داخل المئذنة يمكن أن يكون حديد أو خرسانة مسلحة. فإذا كان سلم حديد، فإنه يحتاج إلى أنبوبة حديد للارتكاز عليها. وإذا كان السلم خرسانة مسلحة، فإنه يمكن أن يرتكز على أنبوب خرساني باعتبار درجات السلم كوابيل مثبتة بهذا الأنبوب الخرساني shaft. (يمكن أن تكون درجات السلم كوابيل مثبتة في الأنبوب الخرساني أو مثبتة من كمرات الأعتاب المرتكزة والمثبتة في أعمدة أركان المئذنة). وسوف تحدث هذه الدرجات عزم التواء على كمرات الأعتاب lintel beam.

٩. المنطقة الانتقالية transition zone: هذه المنطقة من المئذنة يمكن تصميمها على أساس كونها كابولي قصير من



الشكل ١٢-٦: قطاع رأسي عند منطقة اتصال الحوائط الخرسانية مع الأعمدة الخرسانية

الخرسانة المسلحة مثبت في قطاع الأنبوب الخرساني للمئذنة أسفل منطقة الانتقال، ويرجع في ذلك إلى كتاب المؤلف الثالث بعنوان "تصميم الكمرات الخرسانية" لمزيد من التفاصيل عن عملية تصميم الكوابيل القصيرة.

مثال ١٢-١: مطلوب تصميم المئذنة الموضحة بالشكل ١٢-٧ والشكل ١٢-٨ ذات القطاع الموضح بالشكل ١٢-٩، بارتفاع كلي مقاسًا من متوسط سطح الأرض الطبيعية $h = 41.4\ m$. ولتوضيح كافة التفاصيل المعمارية والقطاعات المعمارية يمكنك الرجوع إلى الشكل ١٢-٩ اللوحة المعمارية للمئذنة.

الحل

١. نقوم بتقسيم ارتفاع المئذنة إلى مناطق، كل منطقة بارتفاع $z = 10.0\ m$ طبقًا للكود المصري للخرسانة لعام ١٩٩٠م والكود المصري للأحمال لعام ١٩٩٣م وما بعدها.

٢. احسب الأحمال الرأسية (الأوزان الذاتية).

٣. احسب الأحمال الأفقية $P_n = (n = 1 \rightarrow 5)$ لكل منطقة، وتعمل على الاتجاه القطري للمئذنة (لأن الاتجاه القطري diagonal يعتبر صاحب أكبر مساحة سطحية تتأثر بالرياح).

٤. احسب عزم انحناء الرياح المؤثر على القطاع.

٥. احسب عزم الانحناء تحت منسوب اللبشة المسلحة عند إجهادات القطاع I-I، وتأكد أنه آمن نتيجة كل من M، N (الأحمال الرأسية)، وقارن بينه وبين إجهاد تحمل التربة الصافي الآمن.

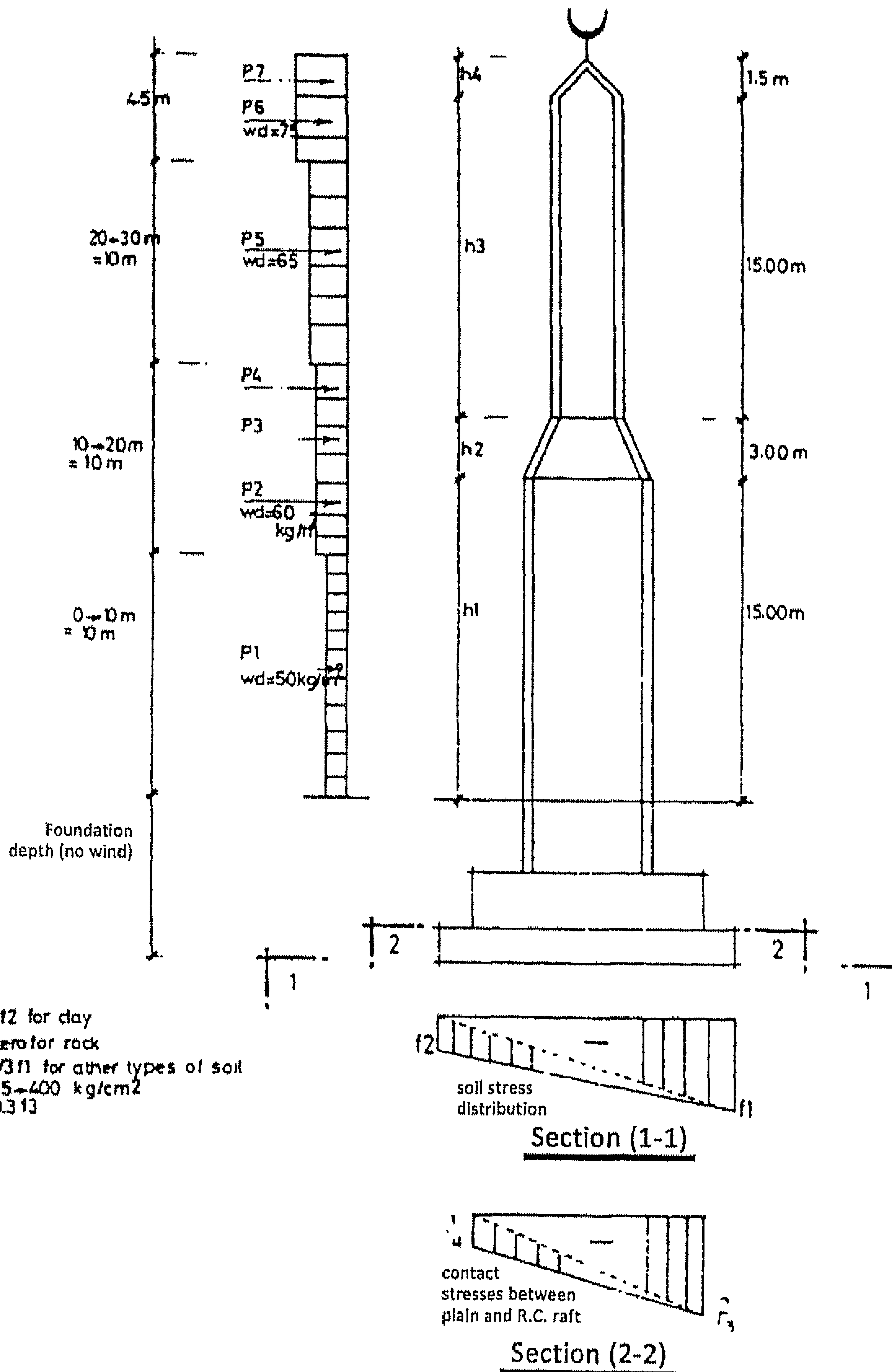
٦. احسب إجهاد التماس عند القطاع II-II نتيجة كل من M، N (الأحمال الرأسية).

٧. افحص اتزان المئذنة (ضد الانقلاب overturning).

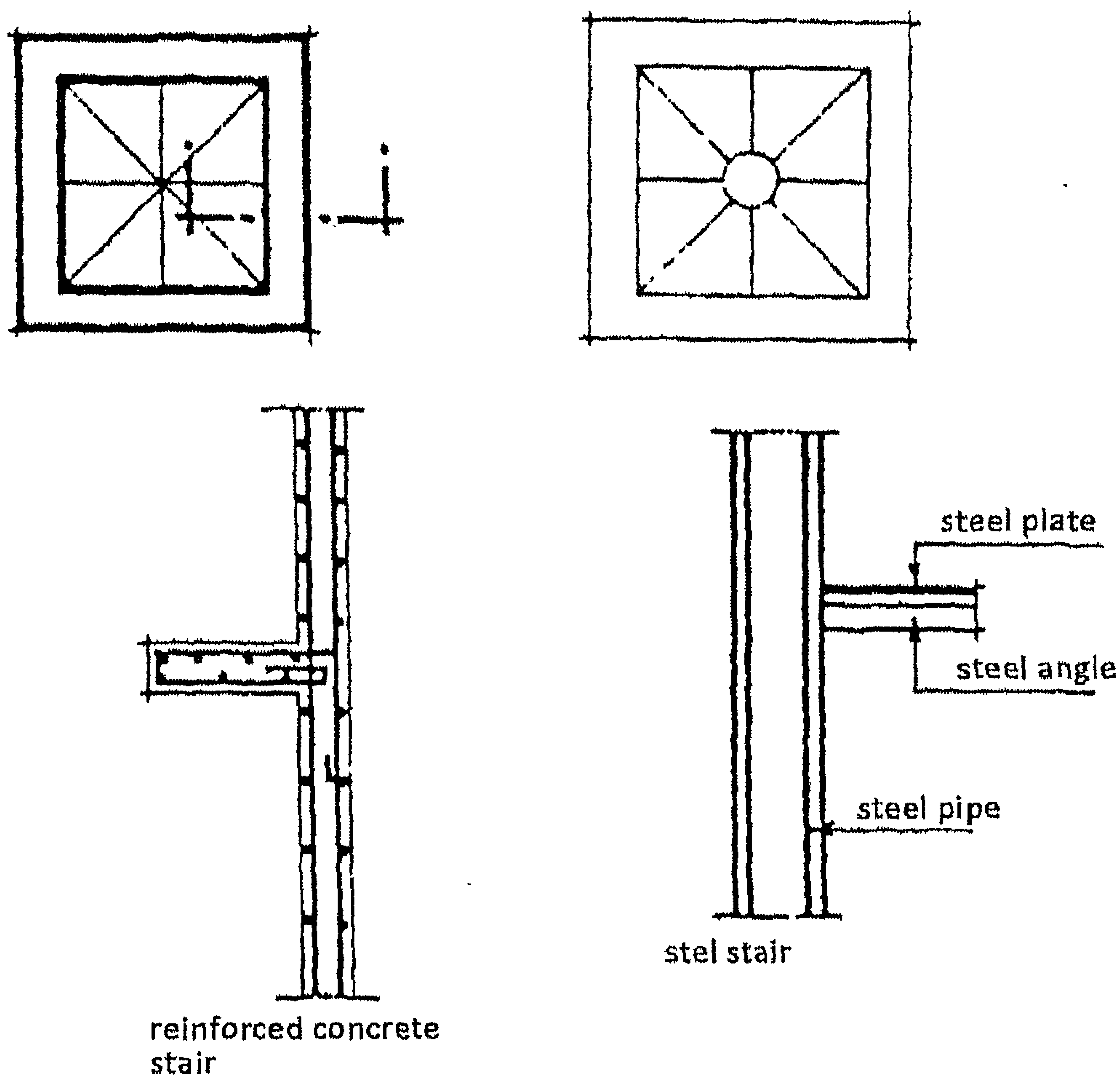
٨. افحص الآمان ضد التزحلق sliding.

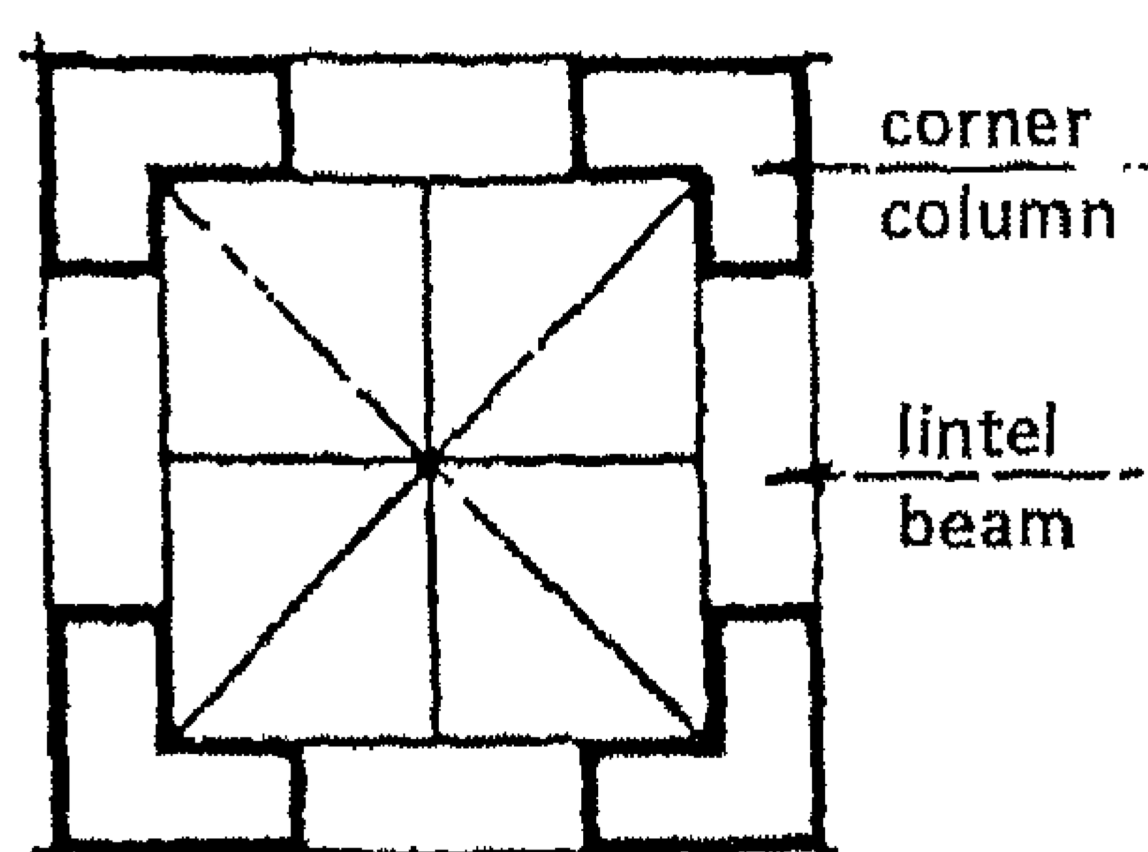
٩. نصمم قطاع الخرسانة المسلحة لأساس اللبشة للحصول على تخانة خرسانة آمنة وكذلك حديد تسليح كاف A_s . ثم افحص الإجهاد الناتج عن قوى القص وإجهادات التماسك bond stresses إذا كان ضروريًا.

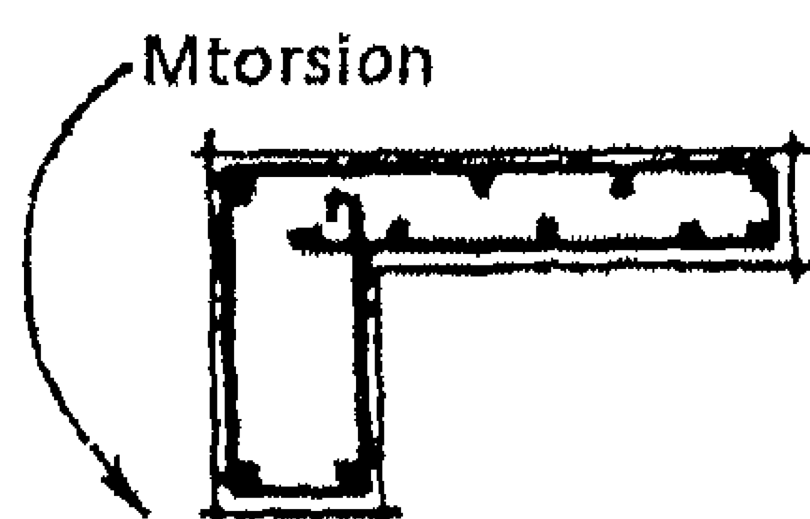
١٠. كما يمكنك فحص إجهادات الاختراق punch stress لمزيد من الآمان.



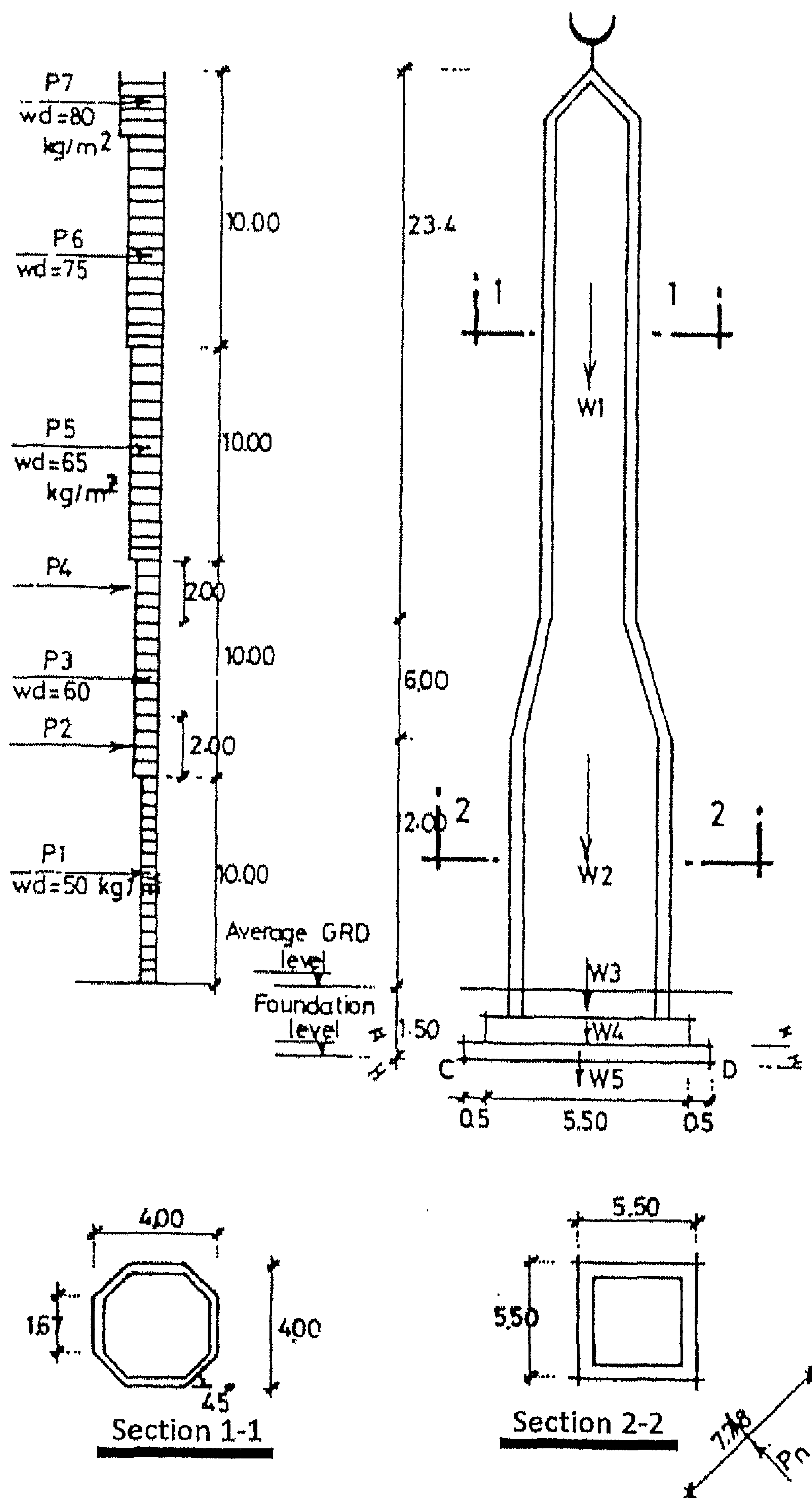
الشكل ١٢-٧: قطاع رأسي لبيان أحمال الرياح ورد فعل التربة الرأسي



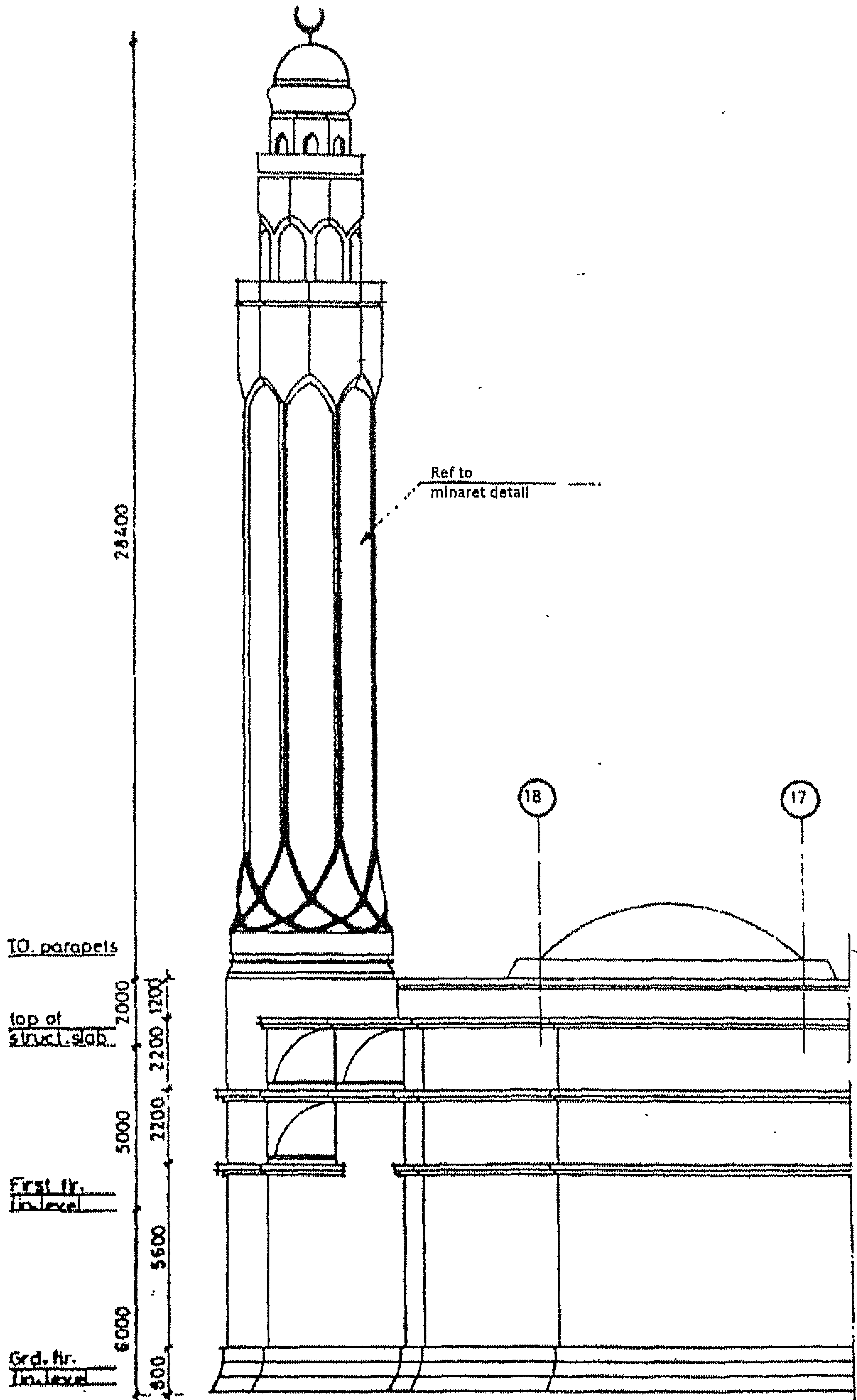




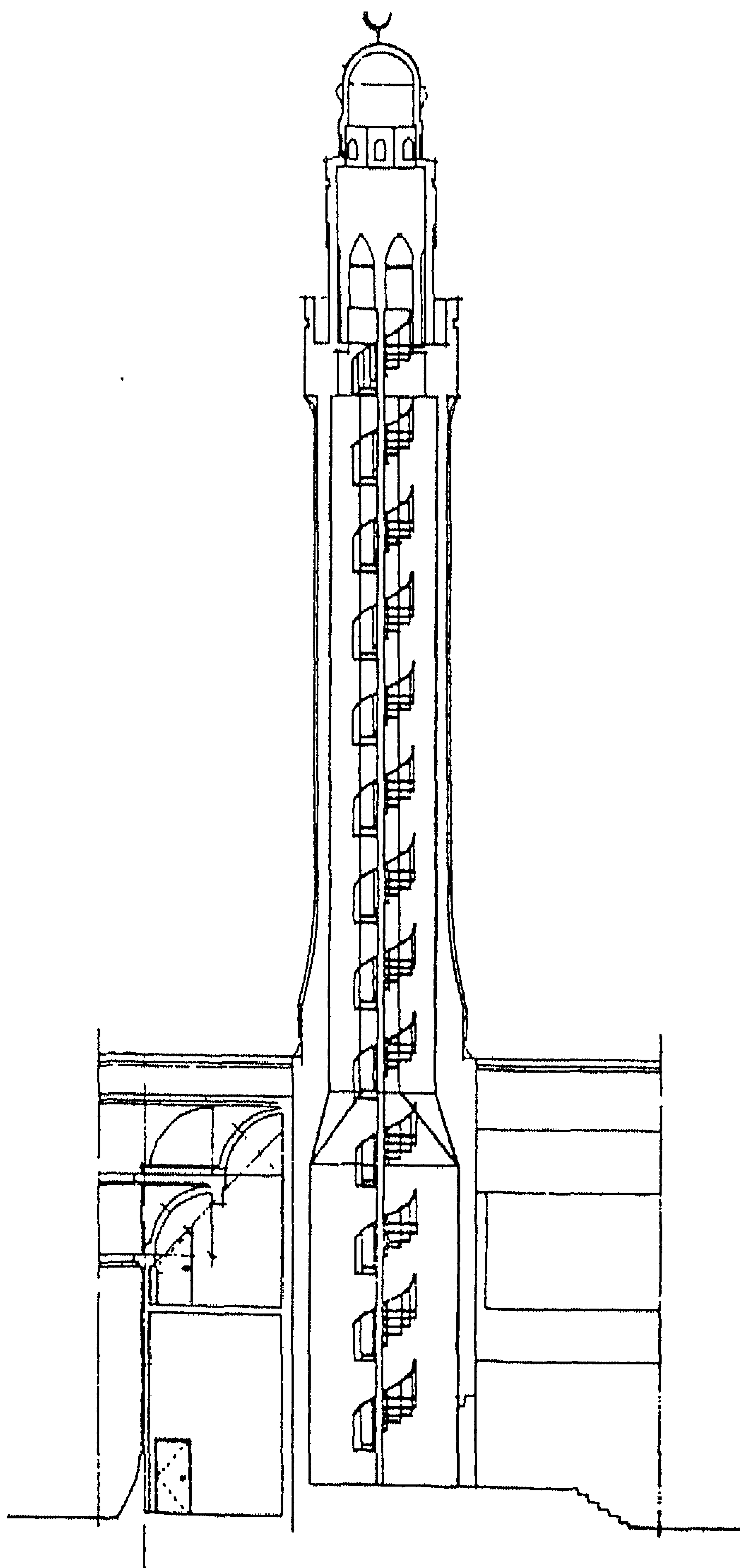
الشكل ١٢-٨: قطاعات عرضية وتفاصيل تسليح



الشكل ١٢-٩: قطاع رأسي لبيان أحمال الرياح



الشكل ١٢-١٠: واجهة



الشكل ١٢-١١: لوحة معمارية لمئذنة (قطاع رأسي)

الحسابات

۞ نأخذ سمك قطاع مربع يساوي 0.25 m.

۞ نأخذ سمك قطاع مربع يساوي 0.50 m.

۞ **الأحمال الرأسية:**

$$W_1 = 8\times1.6\times0.25\times2.5\times28.4 = 237.0\ t$$

$$W_2 = 4\times5\times0.5\times2.5\times14.4 = 360\ t$$

(حمل الردم) $$W_3 = 4.5\times4.5\times1.4\times1.8 = 51.0\ t$$

(حمل اللبشة المسلحة) $$W_4 = 6.5\times6.5\times1\times2.5 = 32.0\ t$$

السمك يساوي 1.00 m من الخرسانة المسلحة.

عند القطاع I-I: $\sum W = 786\ t$

عند القطاع II-II: $\sum W = 754\ t$

عند القطاع III-III (قطاع قاعدة الحائط): $\sum W = 786-106-32 = 648\ t$

۞ **ضغط الرياح:**

$$P = W_i\, A$$

حيث:

(١٢-١) $$W_i = C\, K_s\, W_d$$

$A =$ مساحة السطح

نأخذ:

$$K_s = 1.0$$

من الجدول ١٠-٣: $$\frac{h}{d} = \frac{41.4}{5.5} = 7.5$$

$$C = 1.2$$

لقطاع مربع وباستخدام النسبة والتناسب:

$$C = 1.22$$

$$W_{i_1} = \frac{1.2 \times 1 \times 50}{100} = 0.06$$

$$P_1 = 0.06 \times 7.78 \text{ (طول القطر) } \times 10 = 4.67 \text{ t}$$

$$W_{i_2} = \frac{1.2 \times 1 \times 60}{100} = 0.072$$

$$P_2 = 0.072 \times 7.78 \times 2 = 1.12 \text{ t}$$

$$W_{i_3} = \frac{1.22 \times 1 \times 60}{1000} = 0.073$$

$$P_3 = 0.073 \times \frac{4+5.5}{2} \times 6 = 2.1 \text{ t}$$

$$W_{i_4} = \frac{1.22 \times 1 \times 60}{1000} = 0.073$$

$$P_4 = 0.073 \times 4 \times 2 = 0.58 \text{ t}$$

$$W_{i_5} = \frac{1.22 \times 1 \times 65}{1000} = 0.079$$

$$P_5 = 0.32 \times 4 \times 10 = 3.17 \text{ t}$$

$$W_{i_6} = \frac{1.22 \times 1 \times 75}{1000} = 0.092$$

$$P_6 = 0.092 \times 10 \times 4 = 3.66 \text{ t}$$

$$W_{i_7} = \frac{1.22 \times 1 \times 8}{1000} = 0.098$$

$$P_7 = 0.098 \times 4 \times 1.4 = 0.55 \text{ t}$$

$$\sum P = 4.67 + 1.12 + 2.10 + 0.58 + 3.17 + 3.66 + 0.55 = 15.85 \text{ t}$$

✪ فحص الاستقرارية (الآمان ضد التزحلق):

$$F_s = \frac{\mu \sum W}{\sum P} = \frac{2}{3} \tan 30 = \frac{648}{15.85} = 16.11 > 2$$ (آمن)

✪ فحص اتزان المئذنة ضد الانقلاب (العزم حل النقطة D):

$$M_{v \text{ at } D} = 648 \times \frac{6.5}{2} = 2106 \text{ m.t}$$

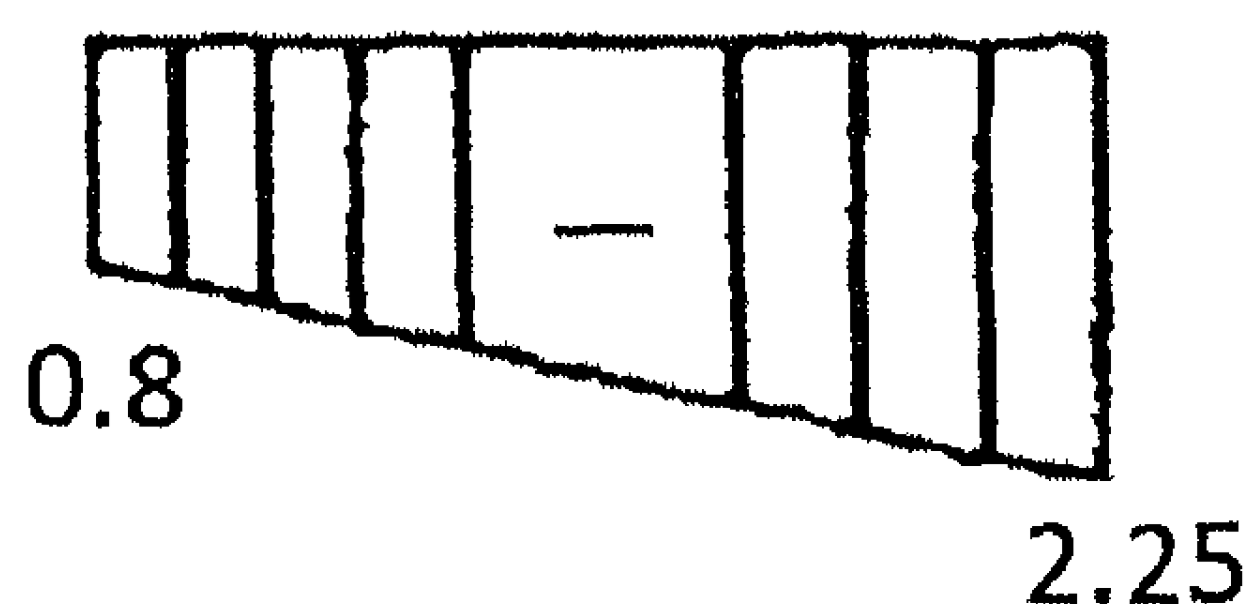
$$M_{h\ at\ D} = 4.67\times(5+1.5)+1.12\times10+1\times1.5+2.1(12+15+3)$$
$$+0.58(10+10-1+1.5)+3.17(1.5+10+10+5)$$
$$3.66(1.5+20+10+5)+0.55(1.5+40+0.7)$$
$$=331.7\ m.t$$
$$F_s = \frac{2106}{331.7} = 6.35 > 2$$

إذًا اتزان المئذنة ضد الانقلاب آمن.

ضغط الأساسات:

$$M_o = 331.7\ m.t$$
$$A_s = 6.5\times6.5 = 42.25$$

بإهمال اللبشة الخرسانة العادية وباعتبارها فقط فرشة نظافة



الشكل ١٢-١٢: شكل توزيع إجهاد التحميل الكلي على التربة

$$F_{bearing\ (gross)} = \frac{-648}{42.25} \pm \frac{6\times331.7}{6.5\times6.5\times6.5} = -15.33\pm7.25$$
$$F_D = -22.57\ t/m^2 = -2.25\ kg/cm^2$$
$$F_A = -8.08\ t/m^2 = -0.81\ kg/cm^2$$

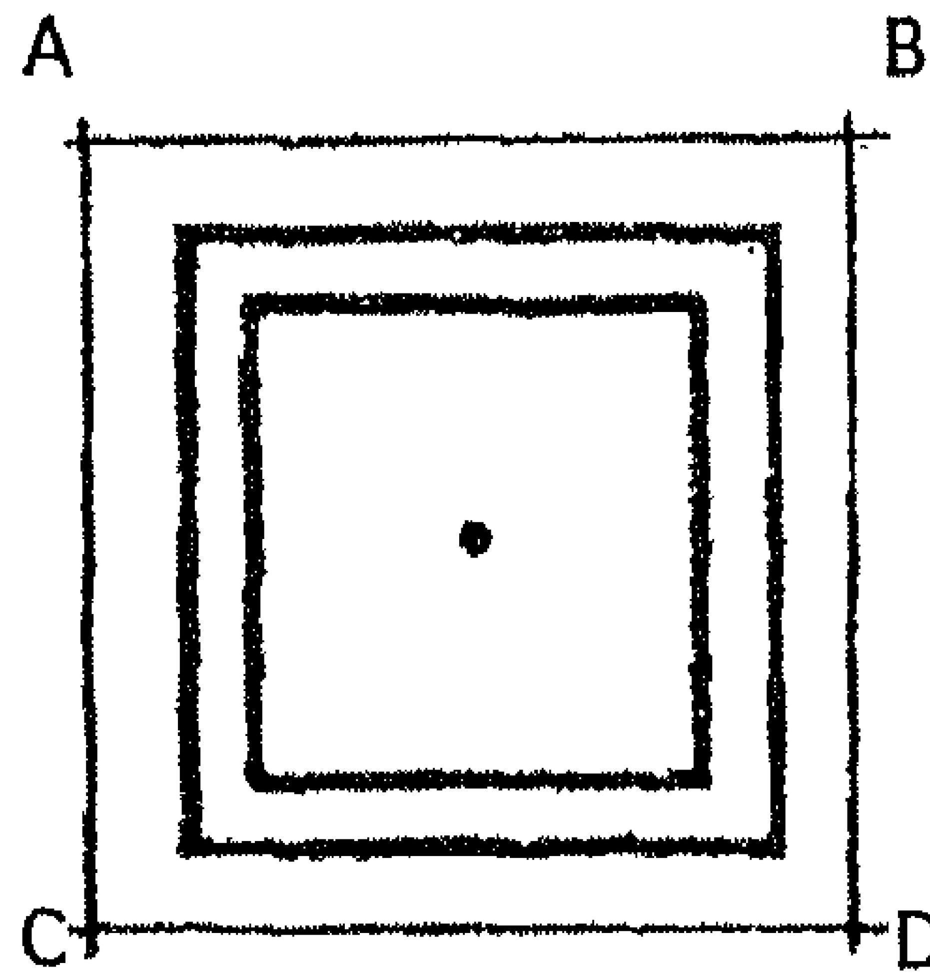
لا يوجد شد، إذًا آمن.

$$F_{average} = -1.53\ kg/cm^2$$

نعتبر إجهاد التربة الكلي المسموح به عند منسوب التأسيس يساوي $2.00\ kg/cm^2$.

$$F_{average} = -1.53 < 2.00\ kg/cm$$ (آمن)

❂ تصميم إجهادات اللبشة المسلحة:



الشكل ١٢-١٣

$$F_{net} = \frac{648-51-106-32}{6.5\times6.5} \pm \frac{6\times331.7}{6.5\times6.5\times6.5} = -10.86+7.25$$

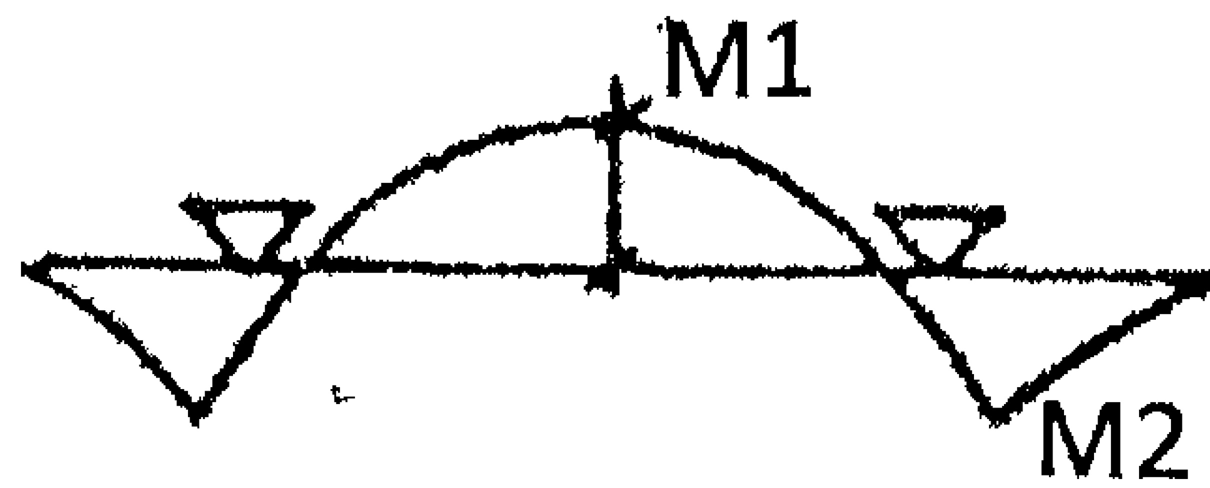
$$F_1 = 18.11\ t/m^2$$

$$F_{average} = -10.86\ t/m^2$$

$$F_2 = 3.61\ t/m^2$$

$$M_1 = 10.86\times\frac{\overline{5.5}^2}{8} - 10.86\times\frac{\overline{0.5}^2}{2} = 39.7\ m.t/m$$

$$M_2 = 10.86\times\frac{\overline{0.5}^2}{2} = 1.36\ m.t/m$$

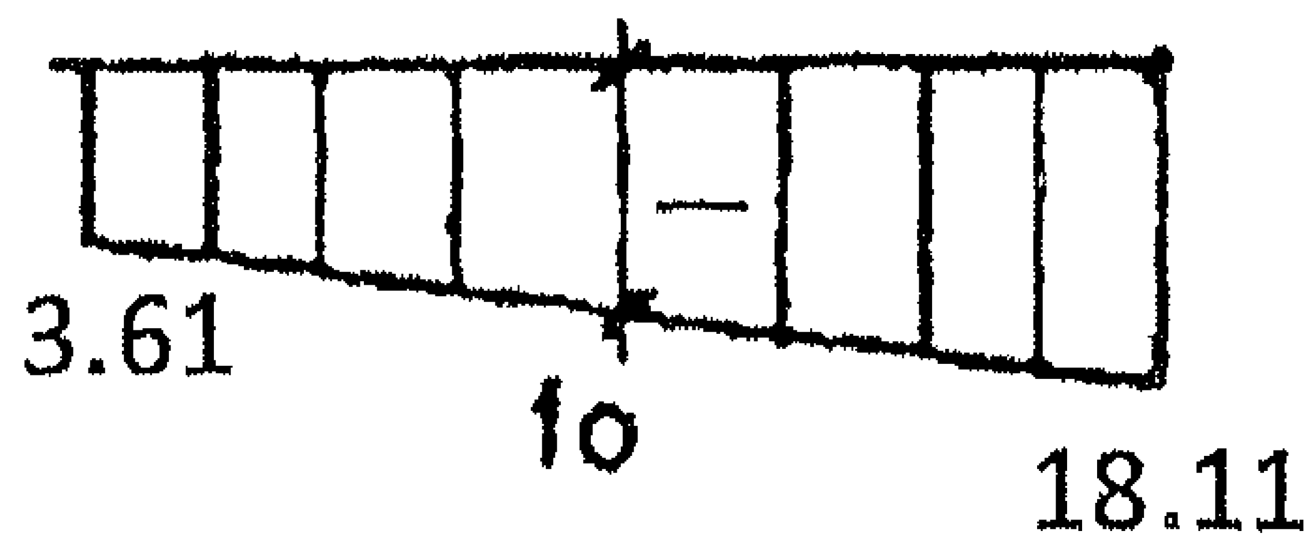


الشكل ١٢-١٤: شكل عزوم الانحناء

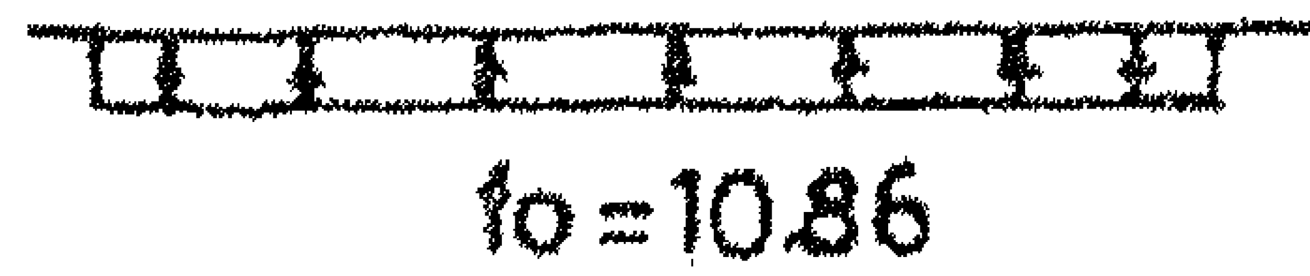
$$M_{design} = \alpha M_1 = 0.5\times39.7 = 19.85\ m.t/m$$

معاملات جراشوف لبلاطة ذات اتجاهين: $\alpha = \beta = 0.5$

$$d = 0.33\sqrt{\frac{19.85\times100000}{100}} = 46.49$$



الشكل ١٢-١٦: شكل الإجهاد مع تأثير العزوم



الشكل ١٢-١٥: شكل الإجهاد

نأخذ: $t = 60 \text{ cm}$

ونستعمل صلب عالي المقاومة: $36/52$

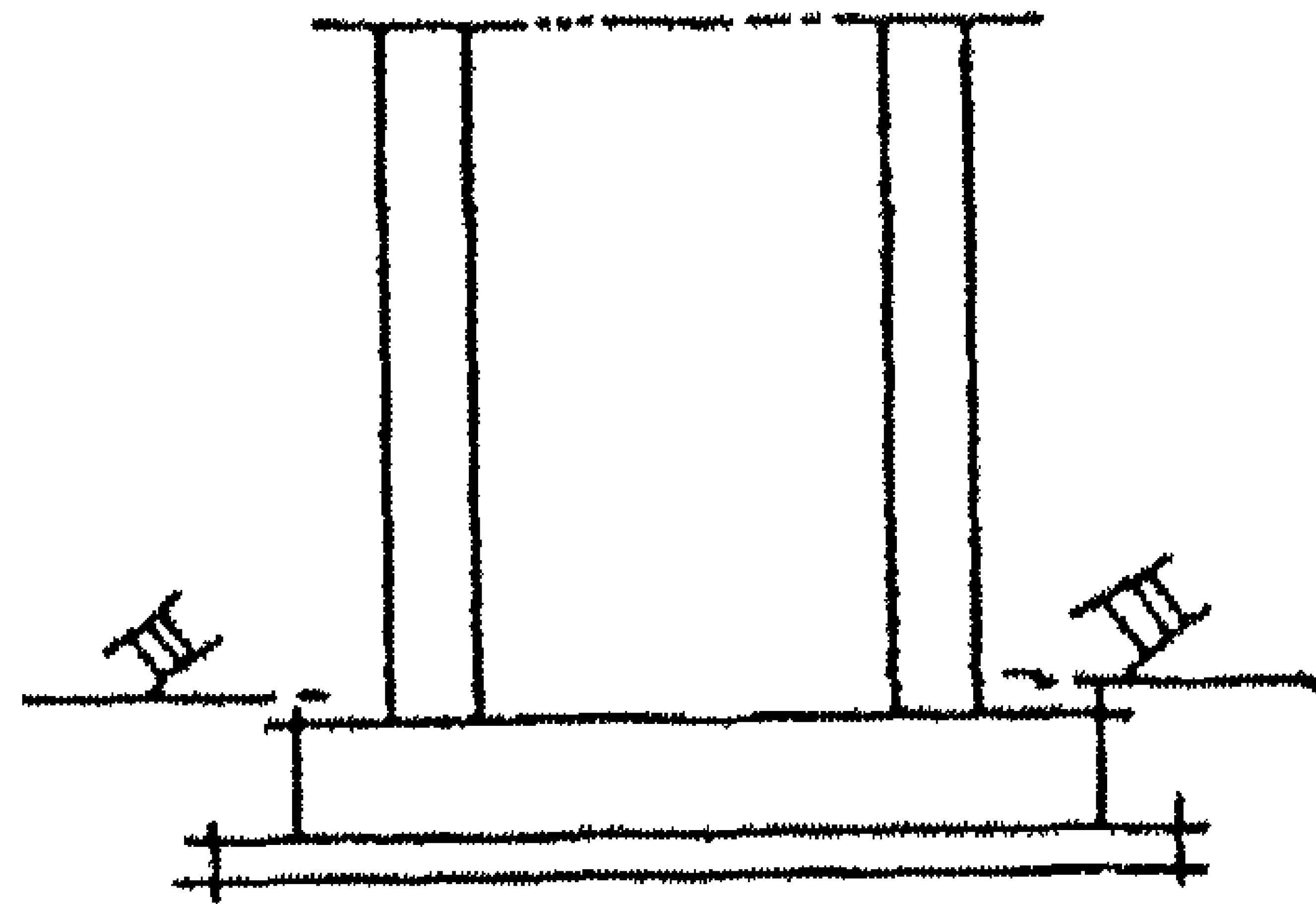
$$A_s = \frac{19.85 \times 10^5}{1700 \times 53} = 22.03 \text{ cm}^2$$

نستخدم $6\phi 25/m^{\backslash}$ لكلا الاتجاهين حديد علوي.

$$A_s = 0.25 \times 22.03 = 5.6 \text{ cm}^2/m$$

نستخدم $6\phi 19/m^{\backslash}$ لكلا الاتجاهين حديد سفلي.

✪ فحص إجهادات الحائط عند القاعدة III-III:



الشكل ١٢-١٧: قطاع رأسي عند قاعدة المئذنة

قطاع مربع مجوف معرض إلى:

$$N = 648 - 51 - 106 - 32 = 459 \text{ t}$$

$$M_{wind} = 300 \text{ m.t}$$

نأخذ: $t = 0.5 \text{ m}$

$$A = 0.5 \times 4 \times 5.5 = 11.00 \text{ m}^2$$

$$I_0 = \frac{\bar{6}^4}{12} - \frac{\bar{5}^4}{12} = 108 - 52.08 = 55.9 \text{ m.t}$$

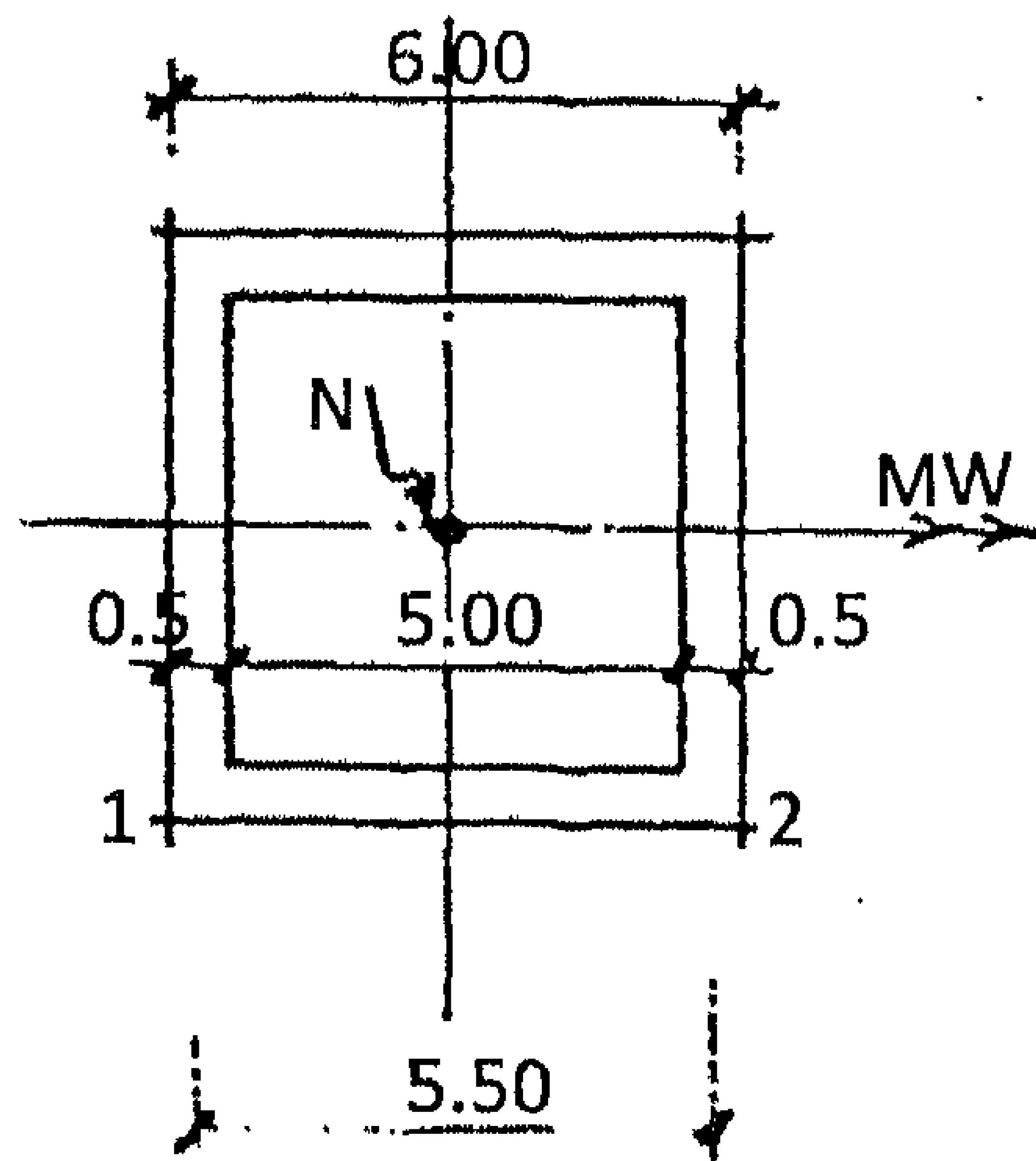
$$F_{\frac{1}{2}} = -\frac{459}{11} \pm \frac{300 \times 3}{55.9} = -41.7 \pm 16.1$$

$$F_1 = -25.59 \text{ t/m}^2$$ (لا يوجد شد)

$$F_0 \leq 50 \text{ kg/m}^2$$ (آمن)

$$F_2 = -57.8 \text{ t/m}^2 = -5.78 \text{ kg/cm}^2 < 50 \text{ kg/cm}^2$$ (آمن)

والآن سوف نحل هذا المثال ولكن باستخدام الكود الأمريكي للخرسانة المسلحة ACI-318 M 83، والكود العالمي المنظم UBC 1985.



الشكل ١٢-١٨: قطاع عرضي

هذا المثال مفيد جدًا للمهندسين الذين يعملون في منطقة الخليج العربي.

۞ تصميم المئذنة:

$$W_1 = 8 \times 1.67 \times 0.25 \times 24 \times 28.4 = 2277 \text{ kN}$$

$$W_2 = 4 \times 5 \times 0.5 \times 24 \times 14.4 = 3456 \text{ kN}$$

$$W_3 = 4.5 \times 4.5 \times 1.4 \times 18 = 511 \text{ kN}$$

$$\sum W = 6244 \text{ kN} = 624.4 \text{ t}$$

۞ ضغط الرياح:

$$P = C_e C_q q_s I$$

$$P_1 = 1.2\times1.4\times0.8\times1 = 1.34 \text{ kPa}$$

$$P_2 = 1.3\times1.4\times0.8\times1 = 1.46 \text{ kPa}$$

$$P_3 = 1.5\times1.4\times0.8\times1 = 1.32 \text{ kPa}$$

$$P_4 = 1.6\times1.1\times0.8\times1 = 1.41 \text{ kPa}$$

$$P_5 = 1.8\times1.1\times0.8\times1 = 1.58 \text{ kPa}$$

۞ الأحمال الجانبية:

$$F_{W_1} = 1.34\times7.78\times6 = 62.55 \text{ kN}$$

$$F_{W_2} = 1.46\times7.78\times7 = 79.51 \text{ kN}$$

$$F_{W_3} = 1.32\times4\times5 = 26.4 \text{ kN}$$

$$F_{W_4} = 1.41\times4\times12 = 67.68 \text{ kN}$$

$$F_{W_5} = 1.58\times4\times11.4 = 72.05 \text{ kN}$$

$$\sum F = 308.19$$

عند النقطة D:

$$M_R = 6244\times3.25 = 20293 \text{ kN.m}$$

$$M_{wind_D} = 62.55\times4.4+79.51\times10.4+26.4\times16.4$$

$$+67.68\times25.4+72.05\times39.1$$

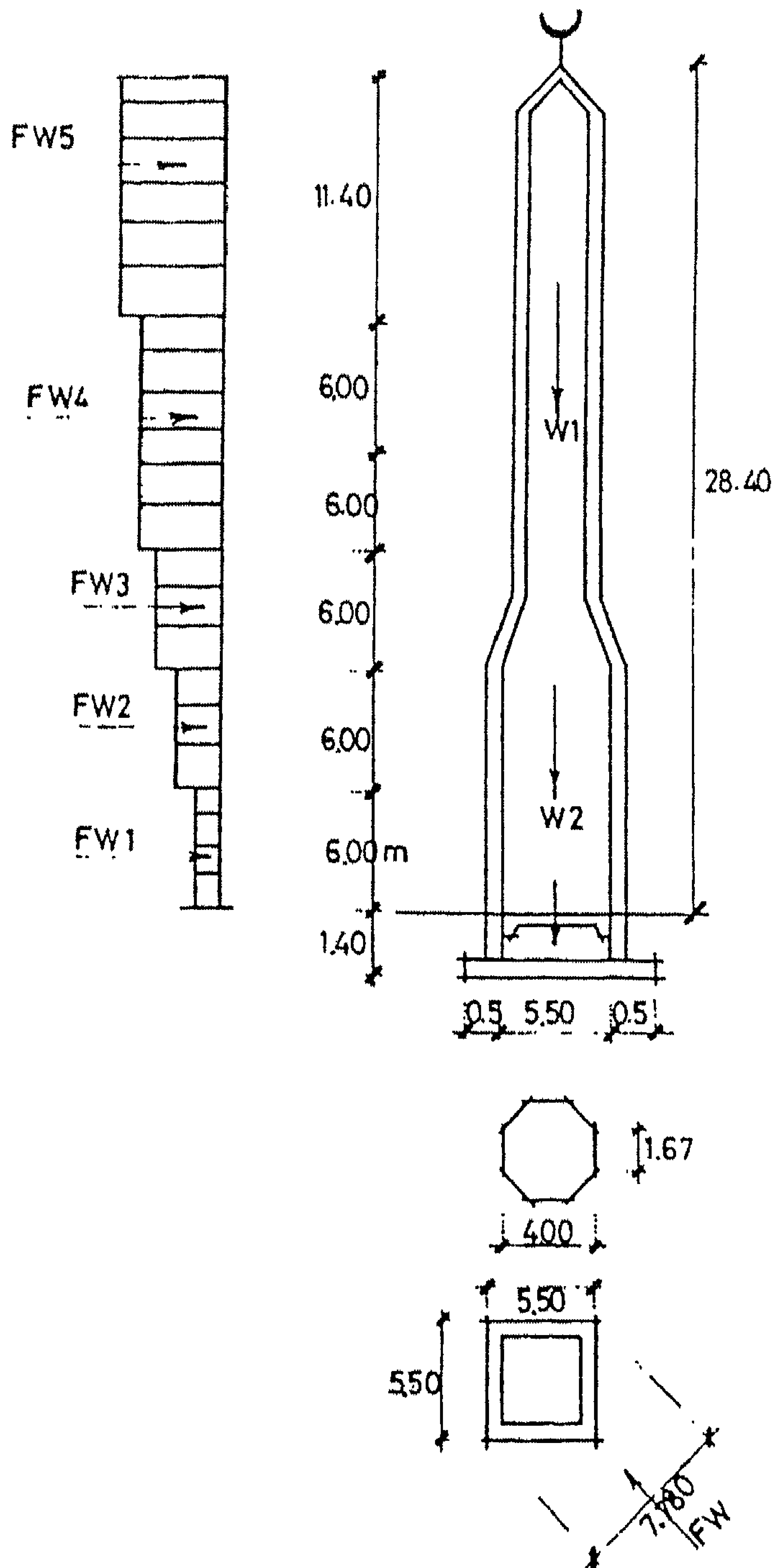
$$= 6071.311$$

۞ فحص اتزان المئذنة ضد الانقلاب:

$$F_s \text{ (ضد الانقلاب)} = \frac{20293}{6071.311} = 3.34 > 2$$ (آمن)

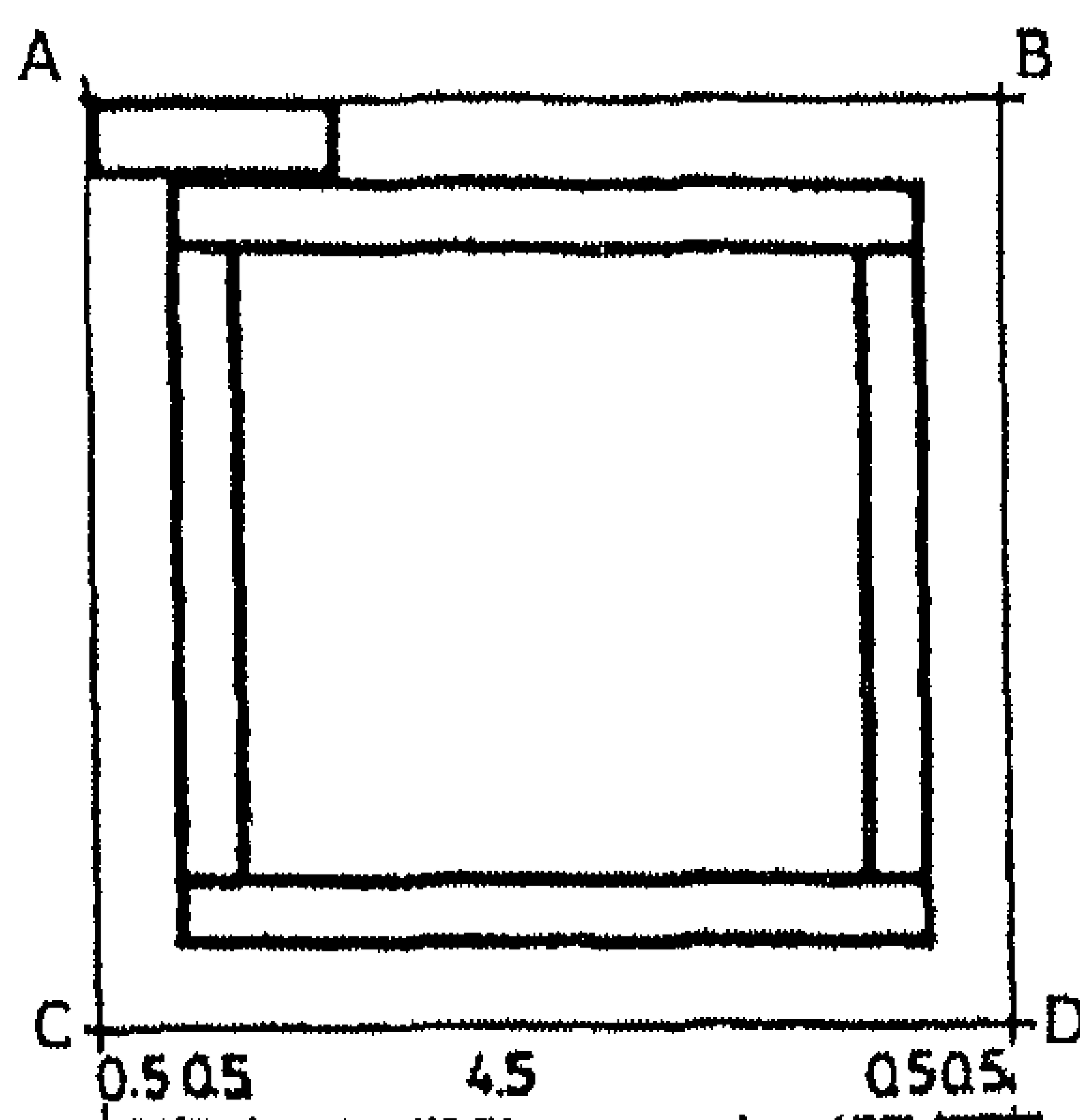
۞ فحص الاستقرارية ضد التزحلق:

$$F_s \text{ (ضد التزحلق)} = \frac{\mu\sum W}{F_w} = \frac{\frac{2}{3}\tan30(6244)}{308.19} = 7.8 > 2$$ (آمن)



الشكل ١٢-١٩: الأحمال الرأسية وأحمال الرياح على المئذنة طبقًا للكود المصري لعام ١٩٩٣م وما بعدها

۞ ضغط الأساسات:



الشكل ١٢-٢٠: قطاع أفقي عند منسوب الأساسات

$$A_F = 6.5\times 6.5 = 42.25\ m^2$$

$$\text{Gross } q_{A_D} = \frac{-6244}{42.25} \pm \frac{6\times 6071.311}{6.5\times 6.5\times 6.5}\times 0.707^2$$

الكود العالمي المنظم UBC الفصل 2303.

$$= (147.78 \pm 66.305)\times 0.75$$

$$q_A = -160.56 = -1.6\ \ kg/cm^2$$

$$q_D = -61.11 = -0.61\ \ kg/cm^2$$ (ضغط آمن)

$$S_r = \frac{\frac{1}{2}\times 6.5^4}{3.25} = 45.77$$

$$\text{Gross } q_C^B = \left(\frac{-6244}{42.25} \mp \frac{6071}{45.77} \pm \frac{6071}{45.77}\right)\times 0.75$$

$$= -110.84$$

$$= -1.1\ \ kg/cm^2$$ (آمن)

۞ تصميم الإجهادات:

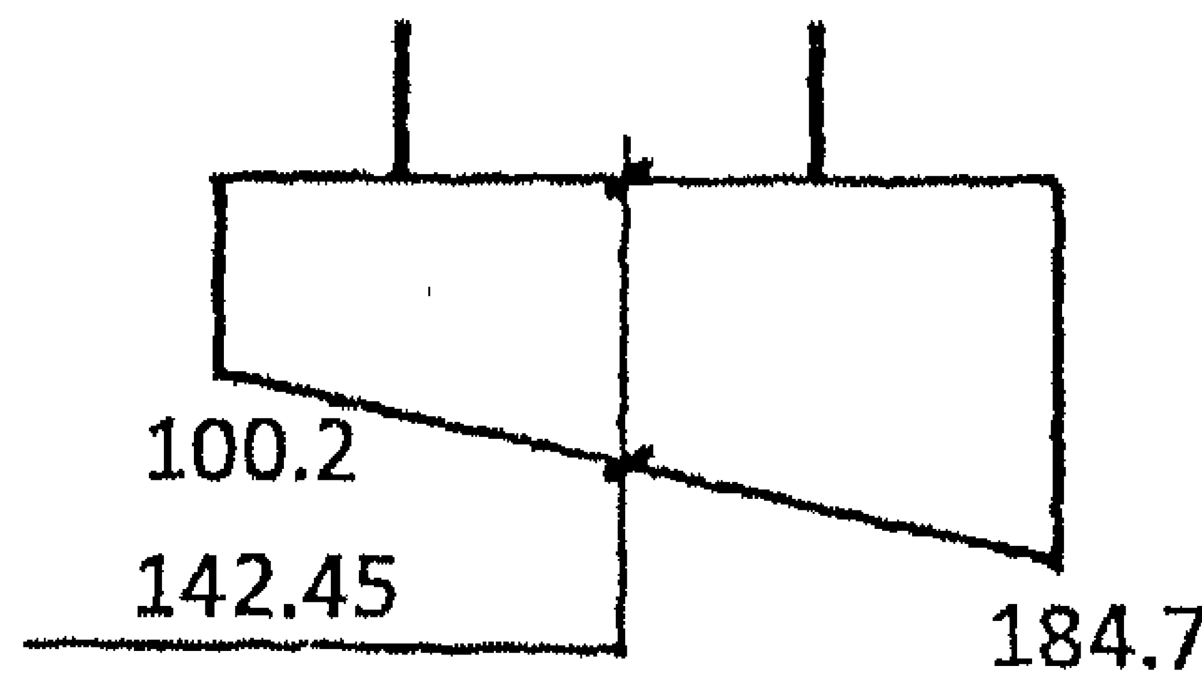
$$q_{net}\ {}^{A}_{D} = \left[\frac{1.4(6244-511)}{42.25} \pm \frac{1.7\times 6071}{45.77}\times 0.707\right]\times 0.75$$

$$= (-189.96 \pm 112.71)\times 0.75$$

$$= \begin{cases} -227 \ \text{kN/m}^2 \\ -57.9 \ \text{kN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_{net\ \frac{B}{C}} = -189.96 \times 0.75 = -142.47 \ \text{kN/m}^2$$

$$\text{Net } q_a \begin{cases} \text{max.} \\ \text{min.} \end{cases} = \frac{1}{2} \begin{Bmatrix} -227 - 142.47 \\ -57.9 - 142.47 \end{Bmatrix} = \begin{cases} 184.73 \ \text{kN/m}^2 \\ 100.19 \ \text{kN/m}^2 \end{cases}$$



الشكل ١٢-٢١: شكل توزيع الإجهادات

$$M_u = \frac{1}{10} \times 142.42 \times 5^2 = 356.12 \ \text{kN.m}^{\backslash}/\text{m}^{\backslash} \ \text{strip}$$

$$A_s = 26.3 \ \text{cm}^2$$

$$t = 50 \ \text{cm}$$

$$+M_u = \frac{1}{2} \times 184.7 \times 0.5^2 = 23.09 \ \text{kN.m}^{\backslash}/\text{m}^{\backslash} \ \text{strip}$$

نأخذ $5\phi 20/\text{m}^{\backslash}$ علوي، $5\phi 16/\text{m}^{\backslash}$ سفلي.

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \times 1000 \times 500 = 900 \ \text{mm}^2$$

☼ فحص القطاع F-F:

$$M_F = 72.05 \times 23.7 + 67.68 \times 12 + 26.4 \times 3 = 2599 \ \text{kN.m}$$

$$W_1 = 2277 \ \text{kN}$$

$$A = 8 \times 1.67 \times 0.25 = 3.34 \ \text{m}^2$$

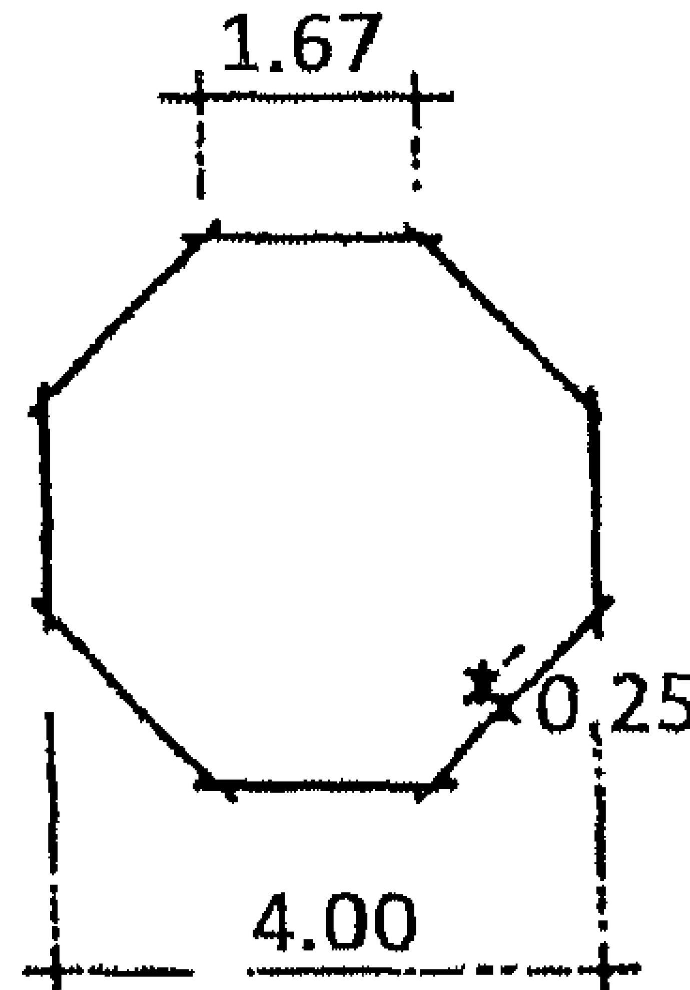
$$I \cong 0.0491 \left(1.056^2 \times \overline{4}^2 - \overline{3.5}^4\right) = 14.02 \ \text{m}^4$$

$$F_{\frac{1}{2}} = \frac{-2277}{3.34} \pm \frac{2599 \times 2}{14} = -681.7 \pm 371.28$$

$$F_1 = -1052.98 = 10.52\ kg/cm^2$$ (آمن)

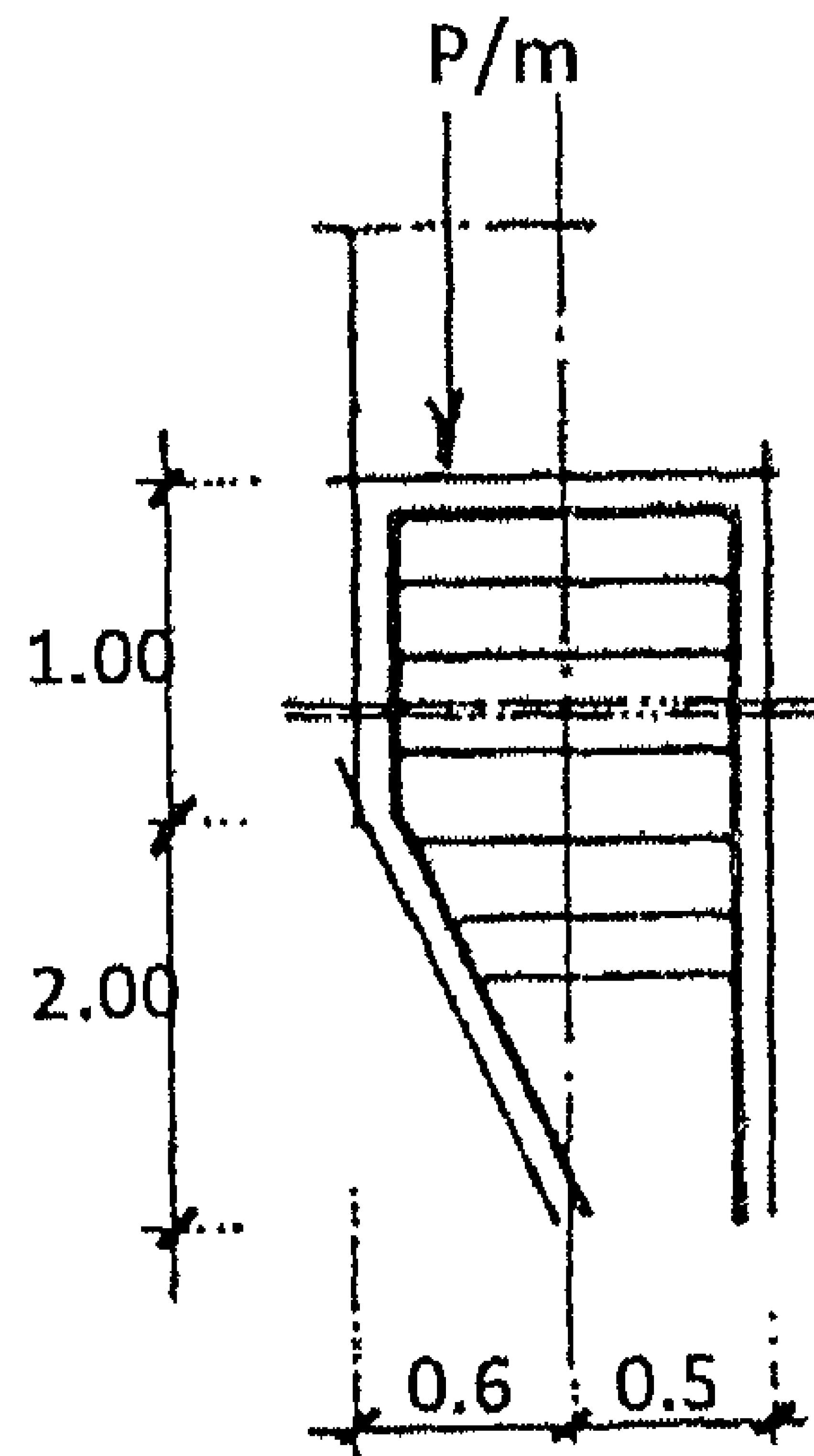
$$F_2 = 310.45\ kN/m^2 = -3.1\ kg/cm^2$$ (آمن)

لا يوجد شد.



الشكل ١٢-٢٢: مسقط أفقي

✡ تصميم الدعامة الكابولية القصيرة:



الشكل ١٢-٢٣: قطاع رأسي في حائط المئذنة عند نقطة التحول إلى أعمدة

$$P/m' = \frac{2277}{8\times1.67} = 170.4\ kN$$

أبعاد الدعامة الكابولية القصيرة: $b\times t = 100\times100\ cm$

$$P\times e = 170.4\times0.3 = 51.0\ kN.m'$$

$$N_{uc} = 0.2 \times 170 = 34.0\ \text{kN}$$

$$a = 0.3$$

$$V_u = 1.4 \times 170.4 = 238.6\ \text{kN}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{238.6}{0.85} = 280.70\ \text{kN}$$

$$\leq 0.2 \times 30 \times \frac{1000}{1000} \times 3000 = 18000\ \text{kN}$$ (آمن)

$$A_{vf} = \frac{V_n}{F_y\,\mu} = \frac{280.5}{415 \times 1.4} = 482.8\ \text{mm}^2 = 4.82\ \text{cm}^2$$

$$A_f = \frac{(239 \times 300 + 34 \times 20) \times 10^3}{0.85 \times 415 \times 0.85 \times 2900} = 82.42\ \text{mm}^2$$

$$J_d = 0.85d \text{ ، } A_f = 0.82\ \text{cm}^2$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi F_y} = \frac{34000}{0.85 \times 415} = 96.39\ \text{mm}^2 = 0.96\ \text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{2}{3} \times 4.82 + 0.96 = 4.17\ \text{cm}^2$$

أو

$$A_s = 0.82 + 0.96 = 1.78\ \text{cm}^2$$

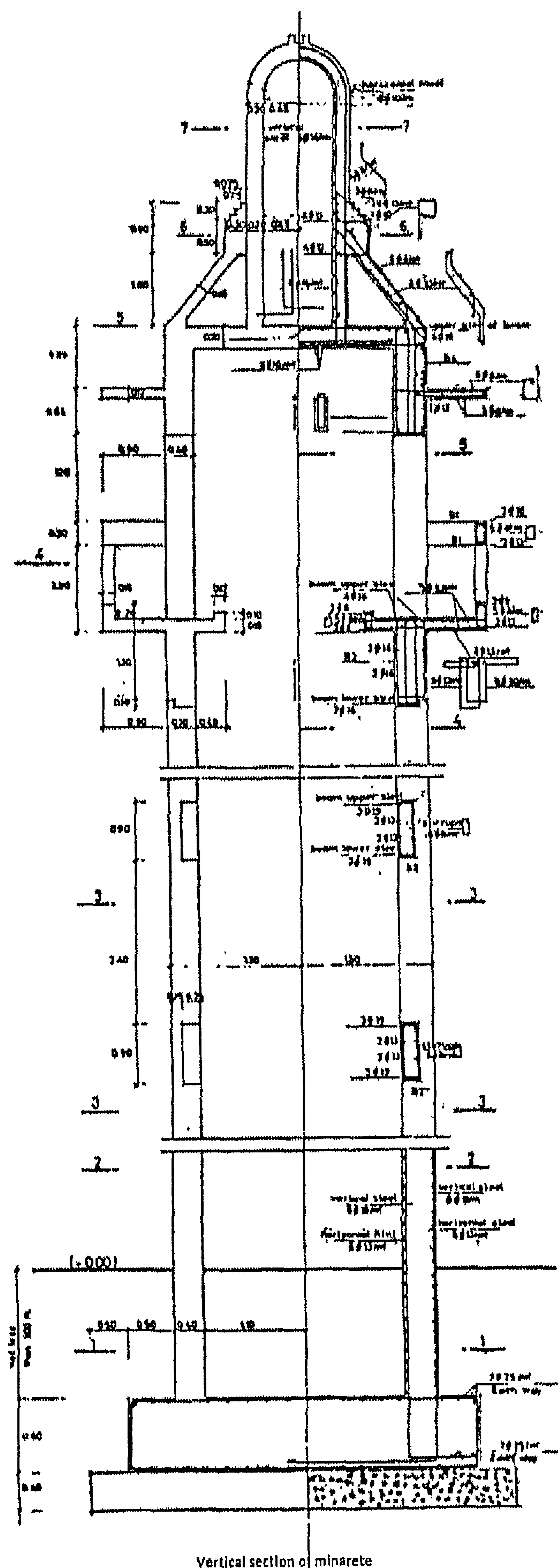
نأخذ:

$$A_s = 4.17$$

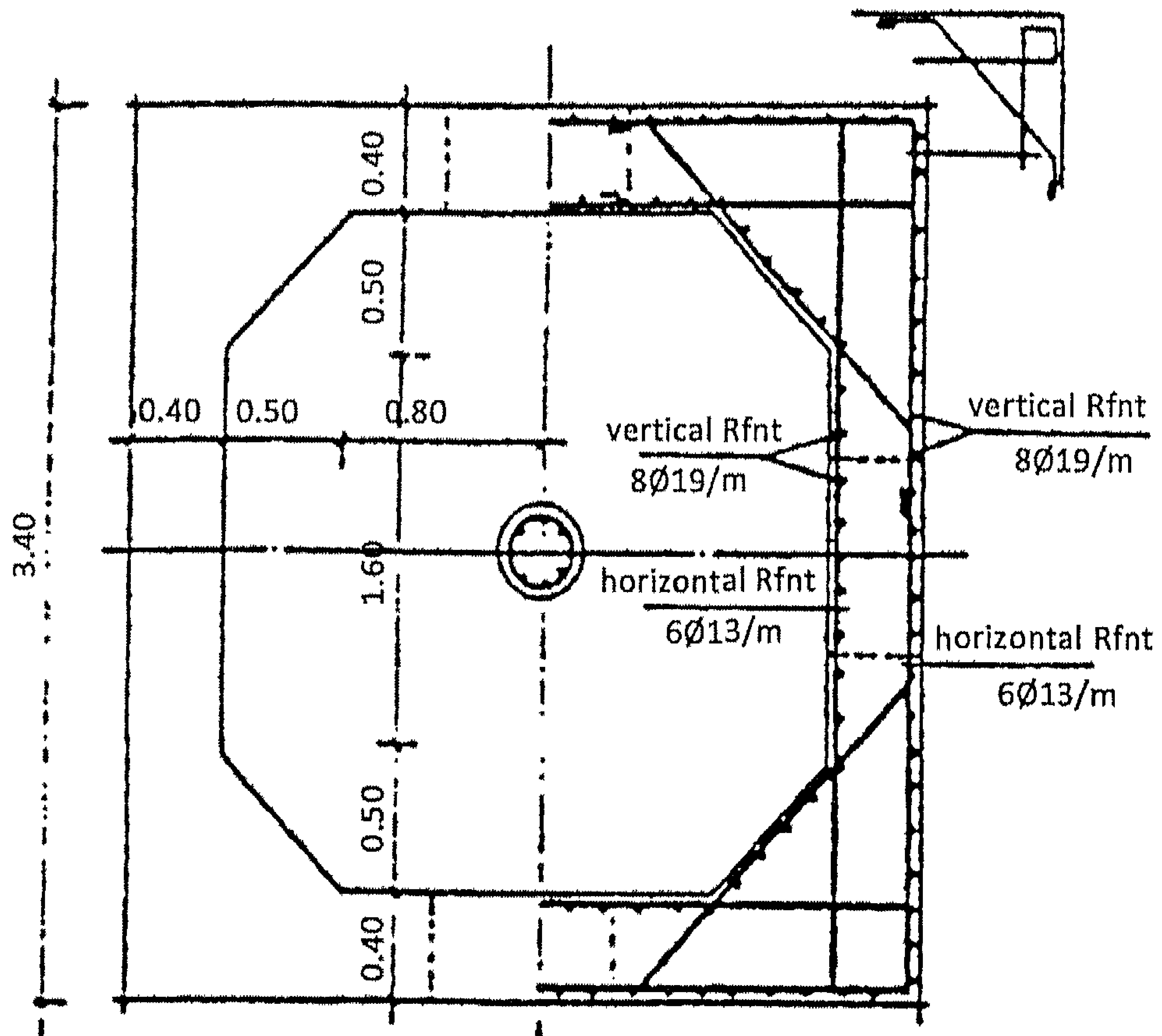
$$A_{s_{min}} = 0.04 \times \frac{30}{415} \times 100 \times 100 = 28.9\ \text{cm}^2$$ $6\phi 25/\text{m}^١$

$$A_h = \frac{1}{3} A_{vf} = \frac{4.82}{3} = 1.61\ \text{cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 28.9\ \text{cm}^2$$ $6\phi 25/\text{m}^١$

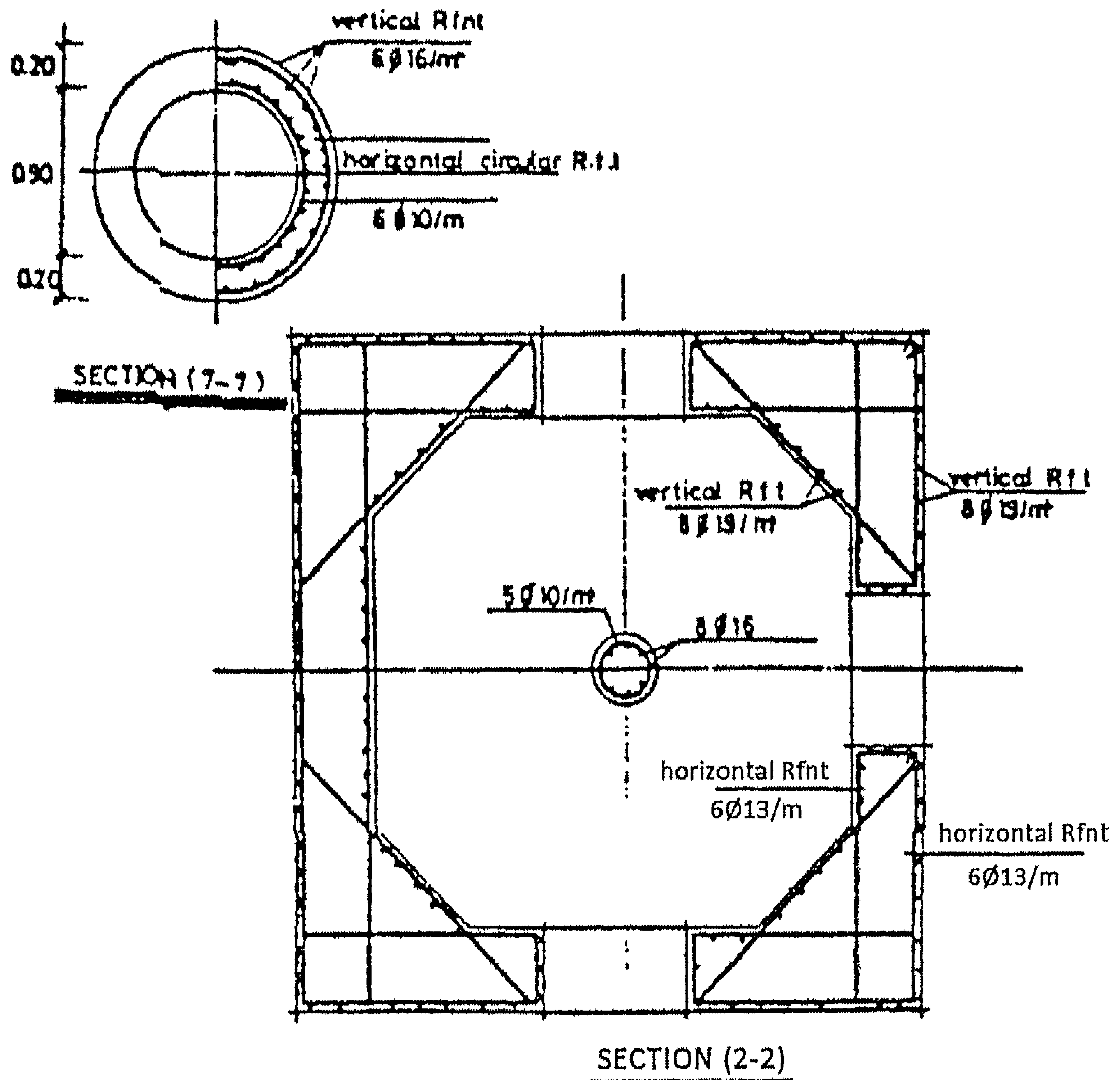


الشكل ١٢-٢٤: قطاع رأسي لبيان حديد التسليح

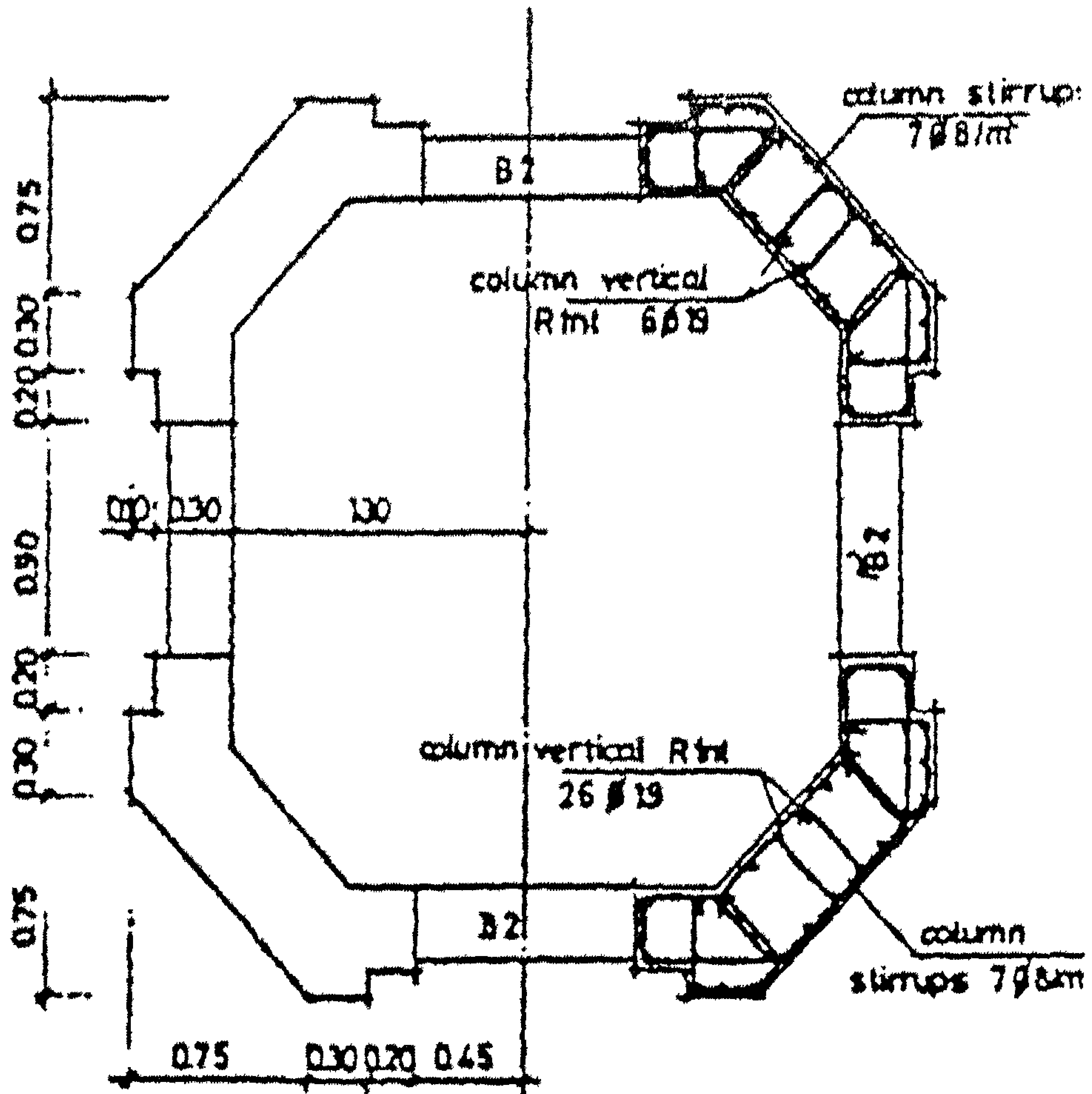


SECTION (1-1)

الشكل ١٢-٢٥: قطاع عرضي لبيان حديد التسليح والأبعاد الخرسانية

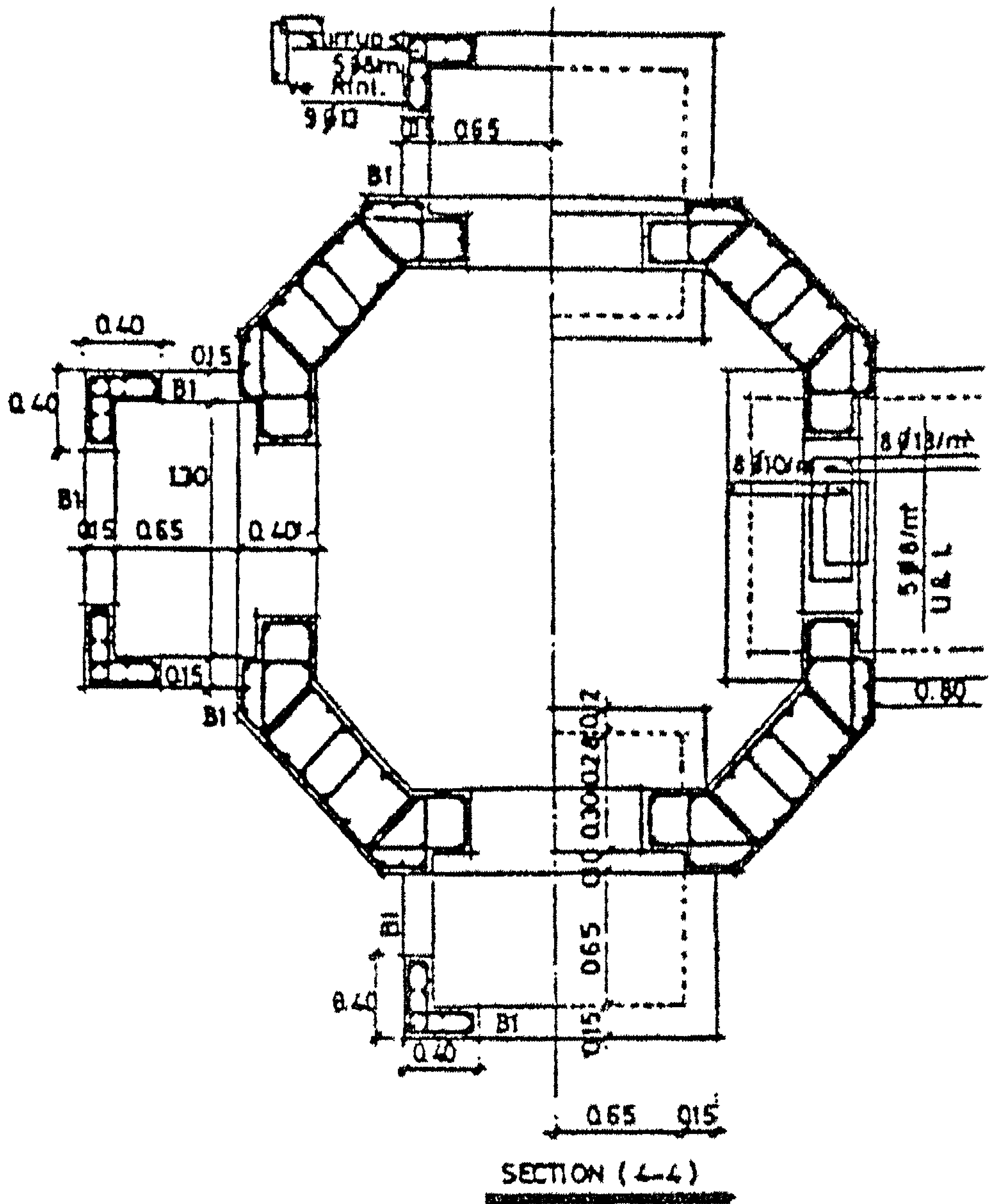


الشكل ١٢-٢٦: قطاع رأسي لبيان حديد التسليح في منطقة الشباك

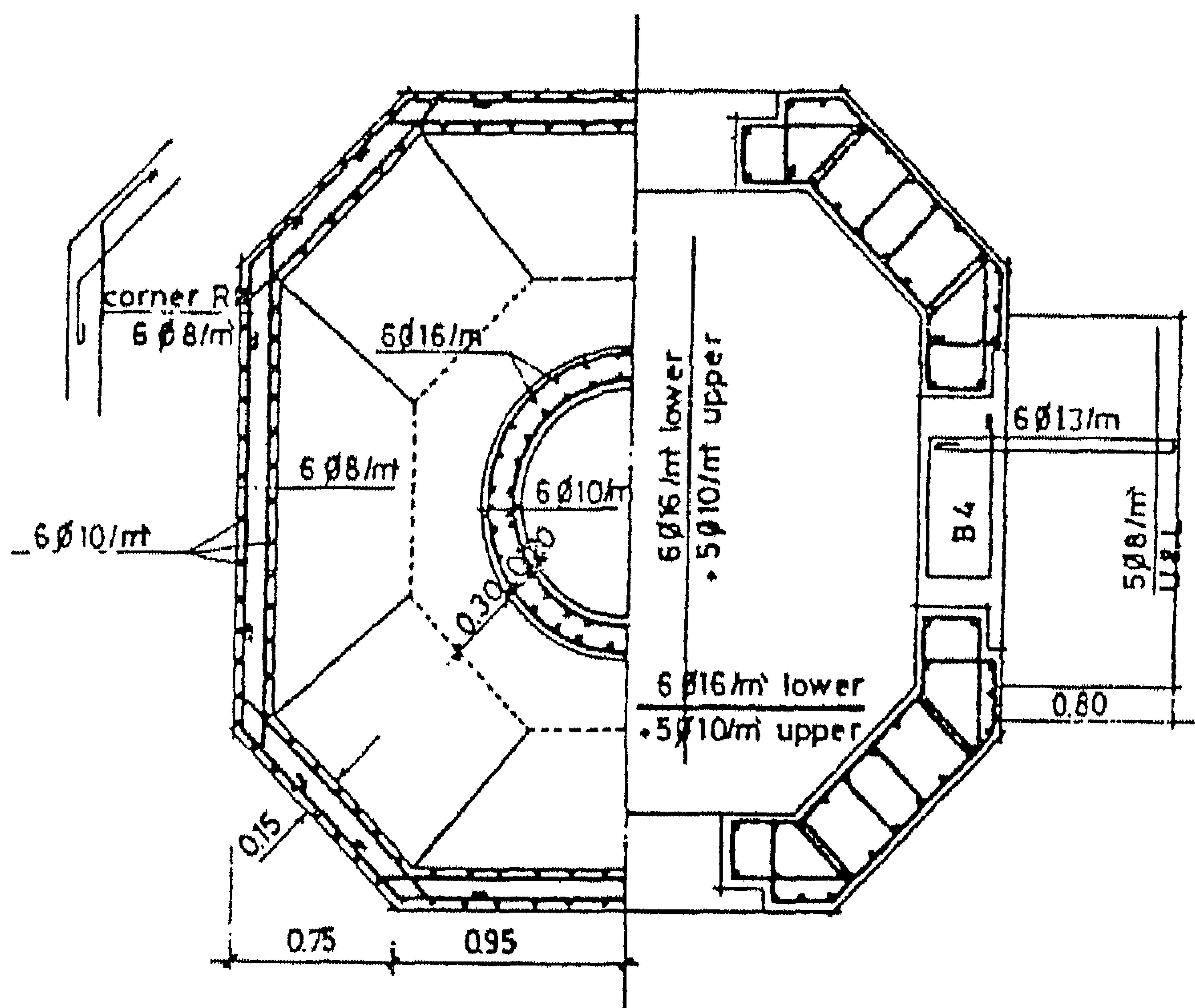


SECTION (3-3)

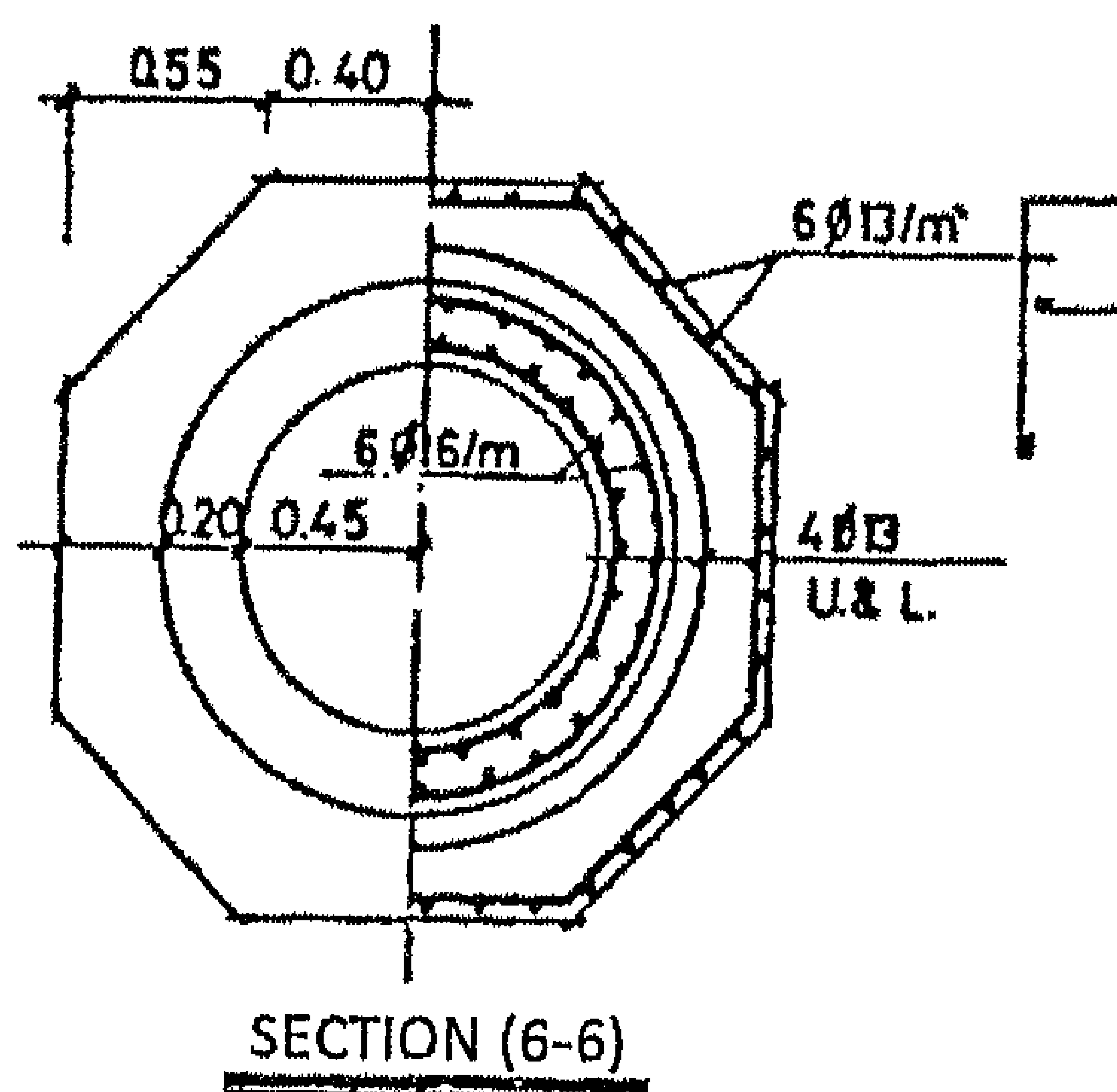
الشكل ١٢-٢٧: قطاع عرضي



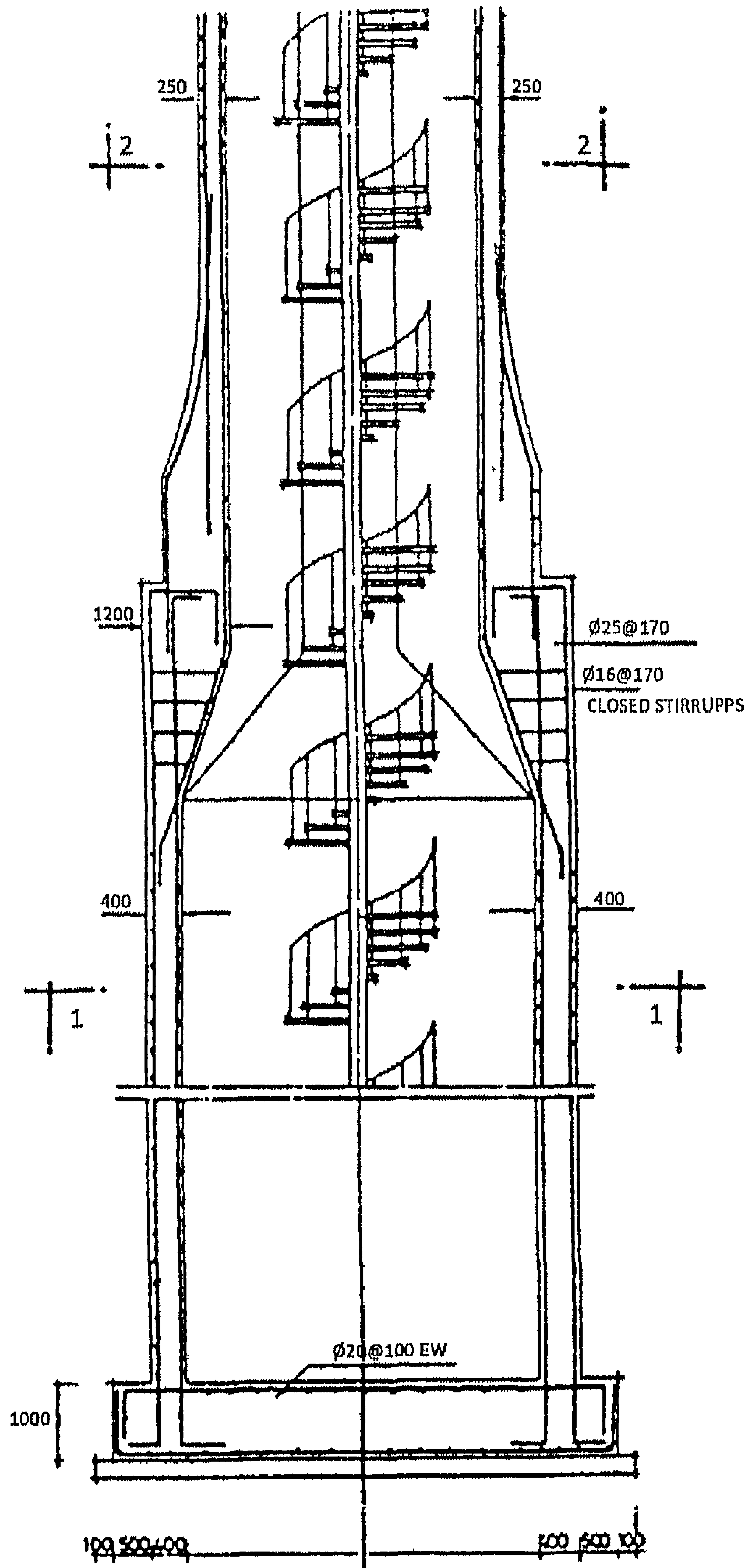
الشكل ١٢-٢٨: قطاع عرضي لبيان حديد التسليح



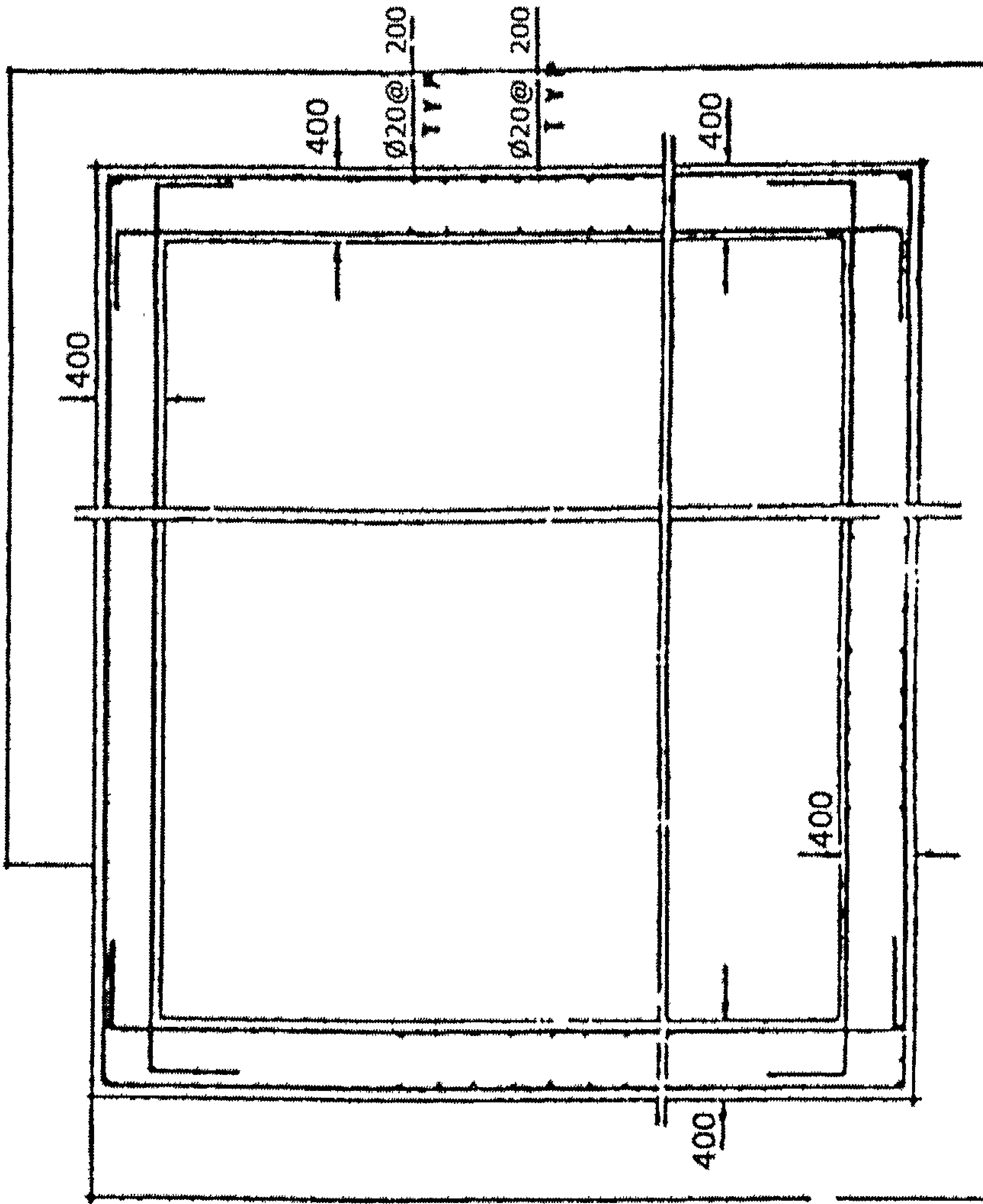
الشكل ١٢-٢٩: قطاع عرضي لبيان حديد التسليح



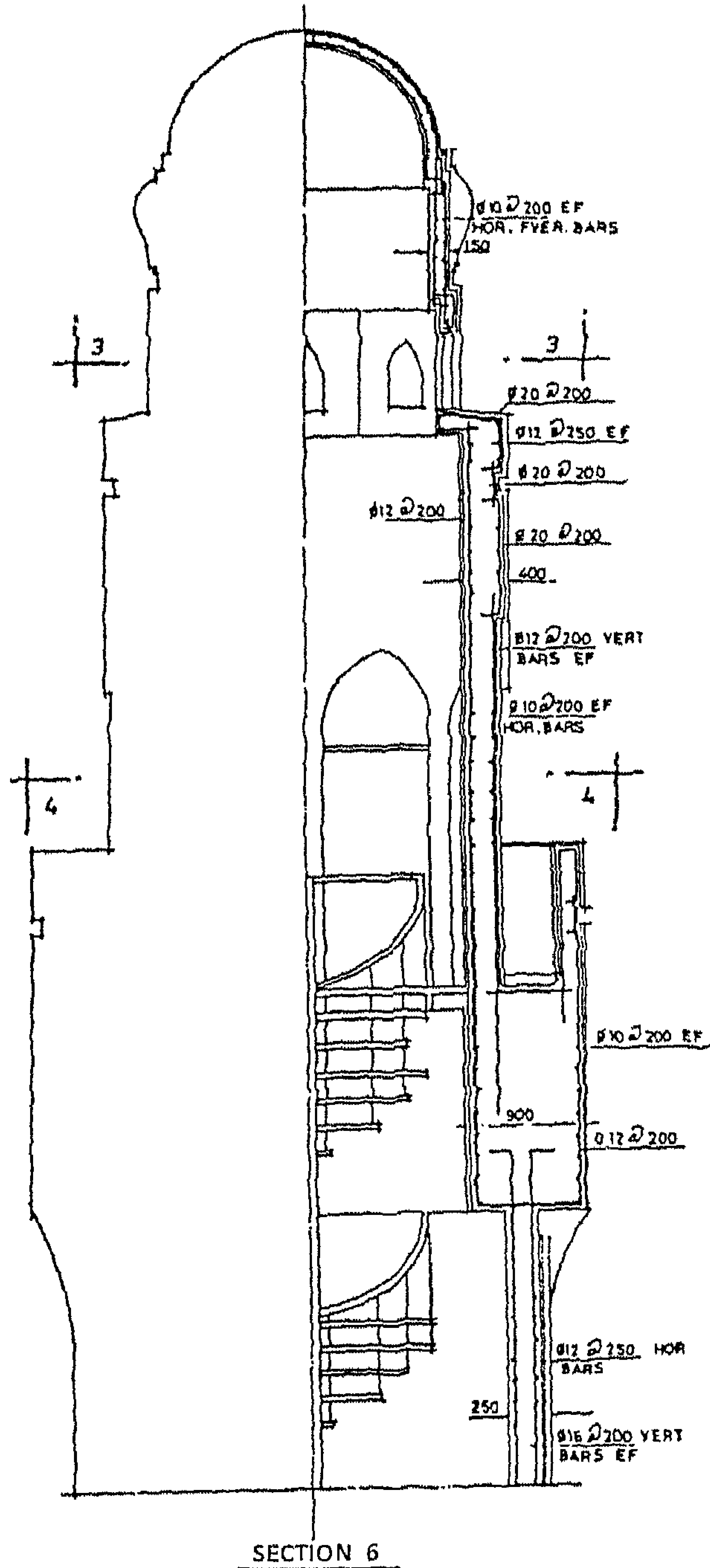
الشكل ١٢-٣٠: قطاع عرضي لحديد التسليح



الشكل ١٢-٣١: قطاع رأسي لبيان تفاصيل تسليح اللبشة مع الحوائط الخرسانية في دور البدروم للمئذنة

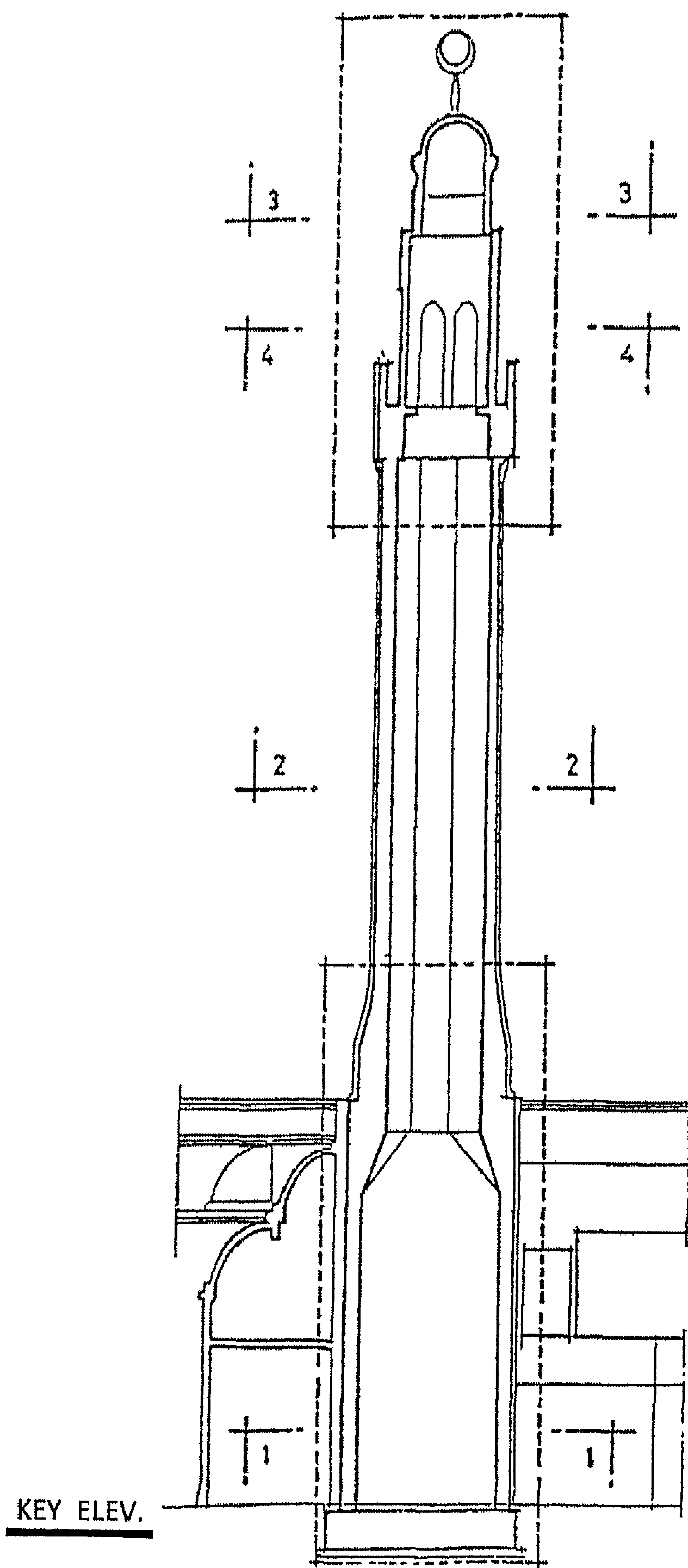


الشكل ١٢-٣٢: قطاع عرضي

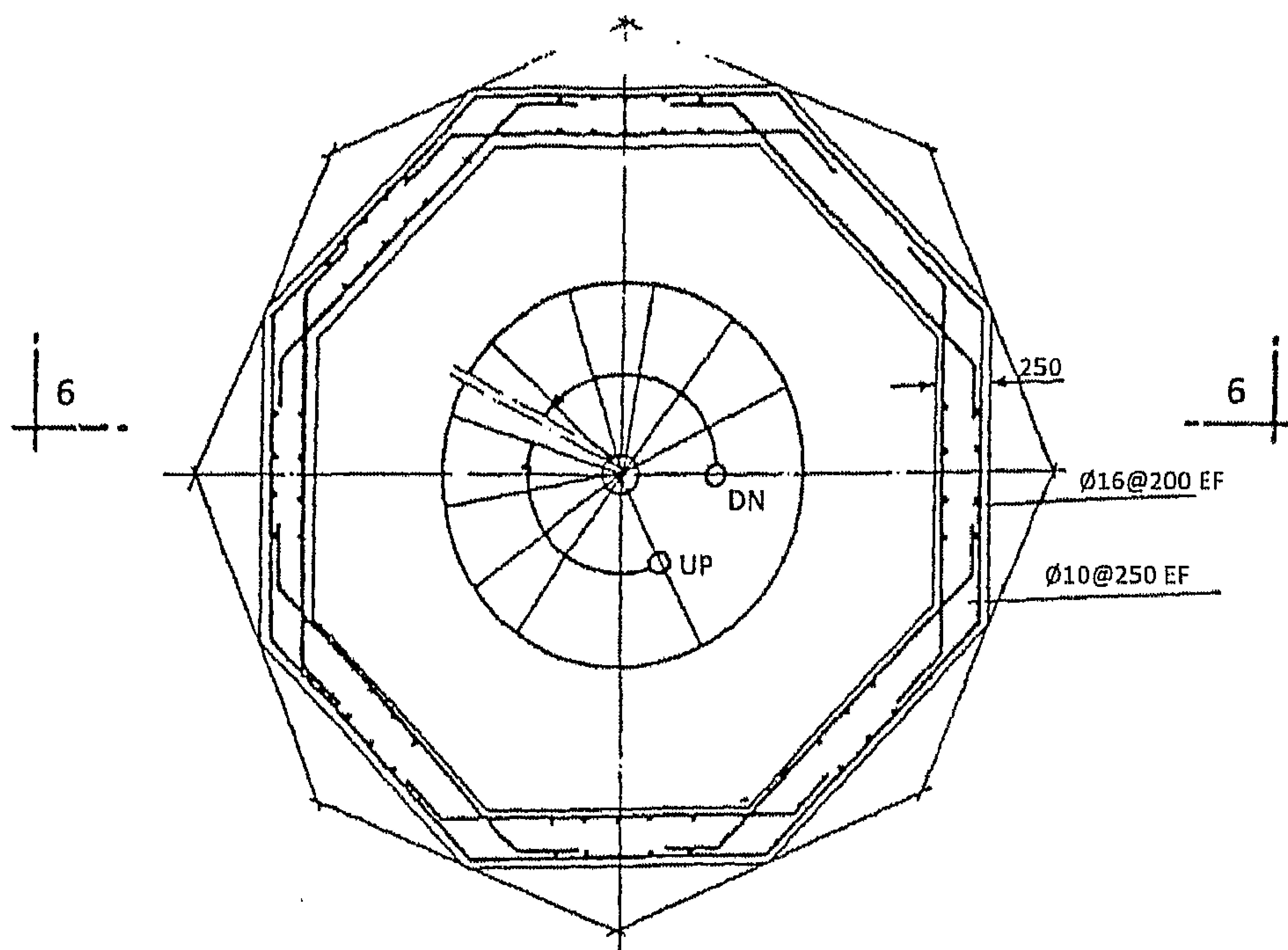


Dimensions in mms.
EF = each face
EW = each way
@ = spacing between bars each mms.

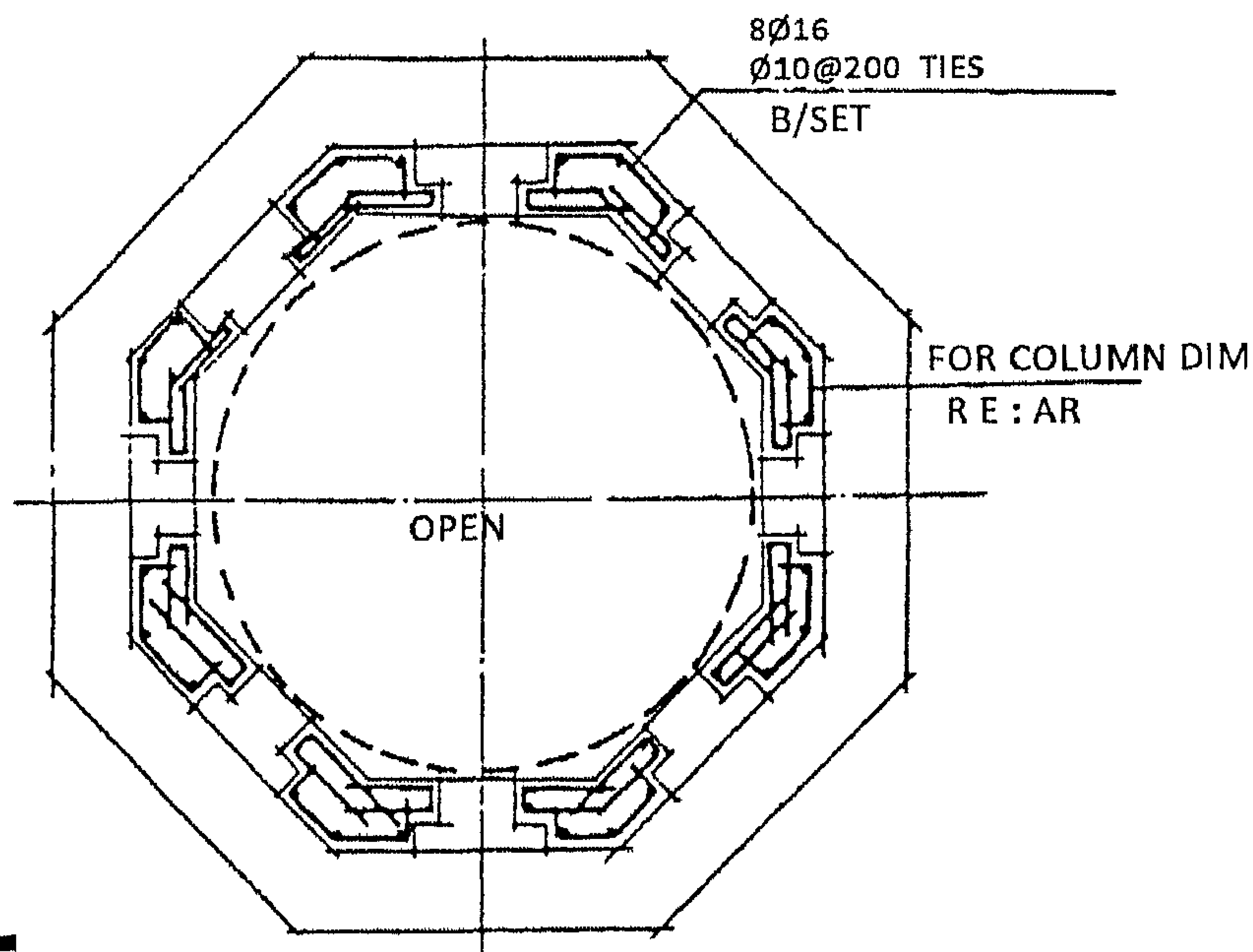
الشكل ١٢-٣٣: قطاع رأسي في أعلى المئذنة



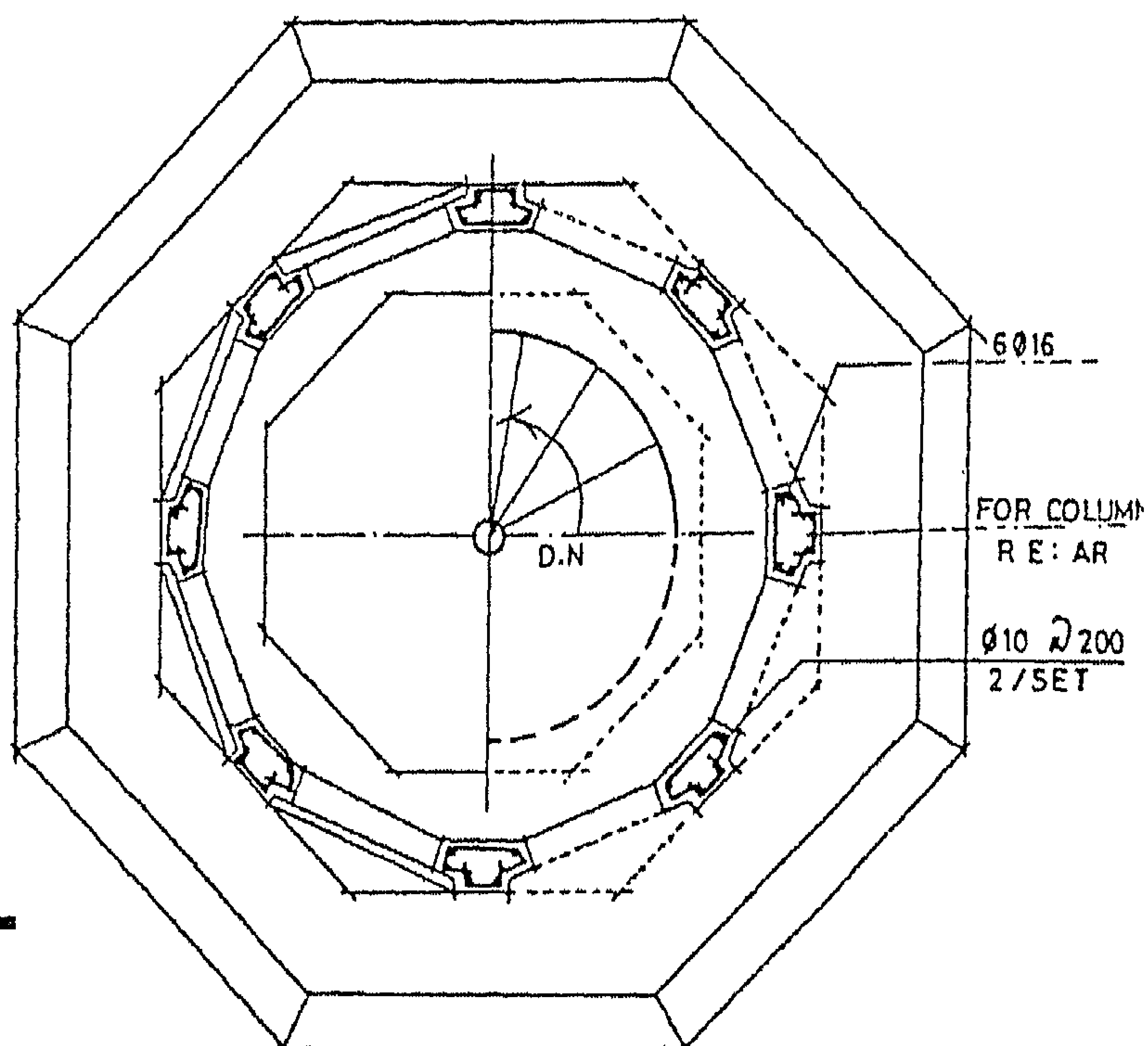
الشكل ١٢-٣٤: قطاع رأسي كامل



الشكل ١٢-٣٥: قطاع عرضي تسليح



الشكل ١٢-٣٦: قطاع عرضي تسليح



الشكل ١٢-٣٧: قطاع عرضي تسليح

الملحق

فيما يلي نورد نصوص الكود المصري للأحمال على المنشآت، الصادر عام ١٩٩٣م، لتحديد أحمال الرياح والزلازل على المنشآت بما فيها المآذن.

الباب السابع
أحمال الرياح على المباني والمنشآت

١/٧ المجال

١/١/٧ يختص هذا الجزء من الكود بتحديد أحمال الرياح التي يجب أخذها في الاعتبار عند تصميم المباني والمنشآت كوحدة متكاملة أو عناصرها وأجزائها منفردة.

٢/١/٧ يجب تصميم المباني والمنشآت بحيث تقاوم أحمال الرياح المؤثرة عليها.

٣/١/٧ عند تصميم أي مبنى يتم حساب تأثير الرياح على العناصر الآتية:

١. الهيكل الإنشائي كوحدة متكاملة بما فيه القواعد والأساسات.
٢. الأعضاء الإنشائية مثل الأسقف والحوائط وخلافه.
٣. التكسيات والشابيك وخلافه.

٤/١/٧ عند حساب تأثير الرياح على الحوائط والقواطيع وجميع أجزاء المبنى المعرضة لضغط أو سحب الرياح على وجهيها فإن حمل الرياح التصميمي على هذه الأجزاء يكون المجموع الجبري للضغط أو السحب على الوجه الأول والضغط أو السحب على الوجه الثاني.

٥/١/٧ عند حساب أحمال الرياح على المنشآت والمباني العادية يتم حساب أحمال الرياح طبقًا للأسلوب الوارد بالبند ٤/٧، أما بالنسبة للمباني والمنشآت ذات الطابع الخاص مثل:

١. المباني والمنشآت التي يزيد ارتفاعها عن ٦٠ م.
٢. المباني والمنشآت التي يزيد ارتفاعها عن أربعة أضعاف أقل بعد عرضي لها.
٣. المباني والمنشآت ذات الأشكال غير المألوفة.
٤. المباني والمنشآت المزمع إقامتها في مناطق غير عادية مثل أسطح وقمم الجبال.

٥. المباني والمنشآت ذات القابلية للاهتزاز غير العادي تحت تأثير الرياح مثل الأسقف المعلقة.

فإنه يوصى باتباع الآتي:

١. الحصول على قيم أقصى متوسط ساعي سنوي لسرعة الرياح من أقرب محطة أرصاد جوية لموقع المبنى وذلك لكافة سنوات الرصد المتاحة مع تحديد ارتفاع مكان قياس سرعة الرياح من سطح الأرض وطبيعة الموقع المحيط بمحطة الرصد.

٢. يتم حساب ضغط الرياح الأساسي باستخدام المعلومات المتوفرة في الفقرة السابقة وتحليلها باستخدام الأسلوب الإحصائي للقيم القصوى للحصول على سرعة الرياح التصميمية وضغط الرياح الأساسي.

٣. الاسترشاد بنتائج الاختبارات المعملية التي سبق عملها على منشآت مماثلة أو التي يتم عملها على نموذج للمبنى نفسه في مختبر رياح تحت ظروف تماثل بقدر الإمكان الظروف الطبيعية لتحديد معاملات توزيع ضغط الرياح على الأسطح الخارجية والداخلية للمبنى.

٤. استخدام الأسلوب الديناميكي في التحليل الإنشائي لتحديد تأثير الرياح على القوى والعزوم الداخلية والتغير في الشكل.

٥. في جميع الأحوال يجب ألا يقل تأثير الرياح على هذه المباني عن ذلك الناتج من استخدام أحمال الرياح التصميمية المنصوص عليها في هذا الكود.

٢/٧ التعريفات

١. أحمال الرياح

هي القوى التي تؤثر بها الرياح في اتجاه متعامد على أسطح المباني والمنشآت، وتكون موجبة إذا كانت في اتجاه السطح، وسالبة للخارج بعيدًا عن السطح (سحب).

٢. ضغط أو سحب الرياح

هي أحمال الرياح على وحدة المساحة وتقاس بوحدات كجم/م^{٢} (كن/م^{٢}).

٣. القوة الكلية للرياح

هي القوة الكلية للرياح على المبنى وتقاس بالكيلوجرام (بالكيلونيوتن).

٤. معامل توزيع ضغط الرياح الخارجي

هو المعامل الذي يحدد توزيع ضغط الرياح الخارجي على المسقط الأفقي للمبنى.

٥. معامل توزيع ضغط الرياح الداخلي

هو المعامل الذي يحدد توزيع ضغط الرياح الداخلي على المسقط الأفقي للمبنى.

٦. معامل التعرض

هو المعامل الذي يحدد توزيع ضغط الرياح مع الارتفاع عن سطح الأرض.

٣/٧ الرموز

A = مساحة واجهة المبنى المقابلة لاتجاه الرياح (م٢).

b = عرض المبنى في المسقط الأفقي عموديًا على اتجاه الرياح بالمتر (الشكل ٧-١).

C_e = معامل توزيع ضغط أو سحب الرياح على الأسطح الخارجية للمبنى.

C_i = معامل توزيع ضغط أو سحب الرياح على الأسطح الداخلية للمبنى.

C_f = معامل القوة الكلية للرياح على المبنى ككل.

d = عمق المبنى في المسقط الأفقي في اتجاه الرياح بالمتر (الشكل ٧-٢).

F = القوة الكلية للرياح على المبنى بالكيلوجرام.

h = ارتفاع المبنى عن سطح الأرض بالمتر.

K = معامل التعرض، يتغير مع الارتفاع ويحدد التوزيع الرأسي لأحمال الرياح.

P_e = ضغط الرياح الخارجي المؤثر استاتيكيًا على وحدة المساحة للأسطح الخارجية للمبنى (كجم/م٢).

P_i = ضغط الرياح الداخلي المؤثر استاتيكيًا على وحدة المساحة للأسطح الداخلية للمبنى (كجم/م٢).

q = ضغط الرياح الأساسي والذي يتم تحديده على أساس التحليل الإحصائي للقيم القصوى للمتوسط الساعي لسرعة الرياح بالموقع (كجم/م٢) آخذًا في الاعتبار التأثير الديناميكي للرياح.

Z = الارتفاع عن سطح الأرض بالمتر.

٤/٧ أسلوب حساب أحمال الرياح

١/٤/٧ يتم حساب الضغط أو السحب الخارجي الناتج عن تأثير الرياح على أسطح المبنى كوحدة واحدة أو أجزائه من المعادلة التالية:

(١) $$P_e = C_e K q$$

حيث P_e = ضغط الرياح التصميمي الخارجي المؤثر استاتيكيًا على وحدة المساحة للأسطح الخارجية للمبنى. يكون اتجاه P_e متعامدًا على السطح وتؤثر في اتجاه السطح إذا كانت P_e ضغط وللخارج بعيدًا عن السطح إذا كانت P_e سحب.

q = ضغط الرياح الأساسي ويعتمد على الموقع الجغرافي للمبنى وتؤخذ قيمته طبقًا لما هو وارد في البند ٥/٧ من هذا الجزء.

K = معامل تعرض يتغير مع الارتفاع عن سطح الأرض وتؤخذ قيمته طبقًا لما هو وارد في البند ٦/٧ من هذا الكود. المعامل K يحدد التوزيع الرأسي لأحمال الرياح ويحسب عند المكان الذي يتم حساب ضغط الرياح عليه.

C_e = معامل توزيع ضغط أو سحب الرياح الخارجي على أسطح المبنى يعتمد على الشكل الهندسي للمبنى وتؤخذ قيمته طبقًا لما هو وارد في البند ٧/٧ من هذا الكود.

٢/٤/٧ يتم حساب الضغط أو السحب الداخلي للرياح على الأسطح الداخلية للمبنى من المعادلة التالية:

(٢) $$P_i = C_i K q$$

حيث P_i = ضغط الرياح الداخلي على وحدة الأسطح للمبنى وفي اتجاه متعامد على الأسطح ويؤثر للخارج في اتجاه السطح إذا كانت P_i ضغط وللداخل إذا كانت P_i سحب (الشكل ٧-١).

K = معامل التعرض وقيمته ثابتة بكامل ارتفاع المبنى وتحسب قيمته طبقًا لما هو وارد في البند ٦/٧ من هذا الكود.

C_i = معامل التوزيع الداخلي على الأسطح الداخلية للمبنى ويعتمد على أماكن تواجد الفتحات بواجهات المبنى.

q = ضغط الرياح الأساسي ويعتمد على الموقع الجغرافي للمبنى وتؤخذ قيمته طبقًا لما هو وارد في البند ٥/٧ من هذا الكود وهي نفس قيم q المستخدمة في المعادلة رقم (١).

٣/٤/٧ في بعض المباني والمنشآت التي لا تتطلب حساب توزيع ضغط الرياح علـــى أســـطحها وبالذات تلك التي تكون نسبة ارتفاعها أو طولها إلى باقي أبعادها عالية جدًا فإنه يفضـــل حساب القوة الكلية للرياح على المنشأ ككل بدلاً من حساب توزيعه على وحدة المســـاحة، لهذا النوع من المنشآت فإنه يمكن حساب القوة الكلية للرياح من المعادلة التالية:

$$F = C_f K q A \qquad (٣)$$

حيث F = هي القوة الكلية للرياح على المبنى.

K = معامل التعرض.

q = ضغط الرياح الأساسي.

C_f = معامل قوة الرياح الكلية.

A = مساحة المنشأ المواجهة للرياح.

٥/٧ ضغط الرياح الأساسي q

١/٥/٧ تم تحديد ضغط الرياح الأساسي في هذا الكود q على أساس قيم المتوسط الســـاعي لسرعة الرياح التصميمية في الأماكن التي يتوفر فيها سجل كامل للأرصاد الجوية.

٢/٥/٧ تؤخذ قيم q من الجدول ٧-١ وذلك تبعًا لموقع المبنى.

الجدول ٧-١: ضغط الرياح الأساسي q

الموقع	ضغط الرياح الأساسي q	
	كجم/م٢	كن/م٢
مرسى مطروح	٩٠	٠.٩
الأسكندرية/السلوم/أبو صوير/الغردقة	٨٠	٠.٨
القاهرة/أسيوط/بلبيس/باقي المناطق الساحلية	٧٠	٠.٧
سيوه/الداخلة	٦٠	٠.٦
الفيوم/المنيا/الأقصر/أسوان/مديرية التحرير/طنطا/المنصورة/دمنهور	٥٠	٠.٥

للمناطق غير الواردة بالجدول تؤخذ قيمة ضغط الرياح الأساسي لأقرب موقع موجود بالجدول.

٦/٧ معامل التعرض K

١/٦/٧ معامل التعرض هو المعامل الذي يحدد التغير في ضغط الرياح مع الارتفـــاع وهـــو معامل يتزايد تدريجيًا مع زيادة الارتفاع عن سطح الأرض.

٢/٦/٧ يتم حساب معامل التعرض K من الجدول ٧-٢.

٣/٦/٧ عند حساب ضغط الرياح الخارجي يكون الارتفاع z الذي يتم حساب المعامل K على أساسه هو ارتفاع المكان المراد حساب ضغط الرياح الخارجي عنده من سطح الأرض.

٤/٦/٧ عند حساب ضغط الرياح الداخلي عند أي مكان داخل المبنى يكون الارتفاع Z الذي يتم حساب المعامل K على أساسه هو نصف ارتفاع المبنى.

٥/٦/٧ عند حساب القوة الكلية للرياح F يكون الارتفاع Z الذي يتم حساب المعامل K على أساسه هو بعد منتصف ارتفاع المبنى عن سطح الأرض.

الجدول ٧-٢: قيمة المعامل K

الارتفاع Z بالمتر	معامل التعرض K
٠-١٠ م	١.٠
١٠-٢٠ م	١.١
٢٠-٣٠ م	١.٣
٣٠-٥٠ م	١.٥
٥٠-٨٠ م	١.٧
٨٠-١٢٠ م	١.٩
١٢٠-١٦٠ م	٢.١
أكثر من ١٦٠ م	٢.٣

٧/٧ معاملات توزيع ضغط الرياح

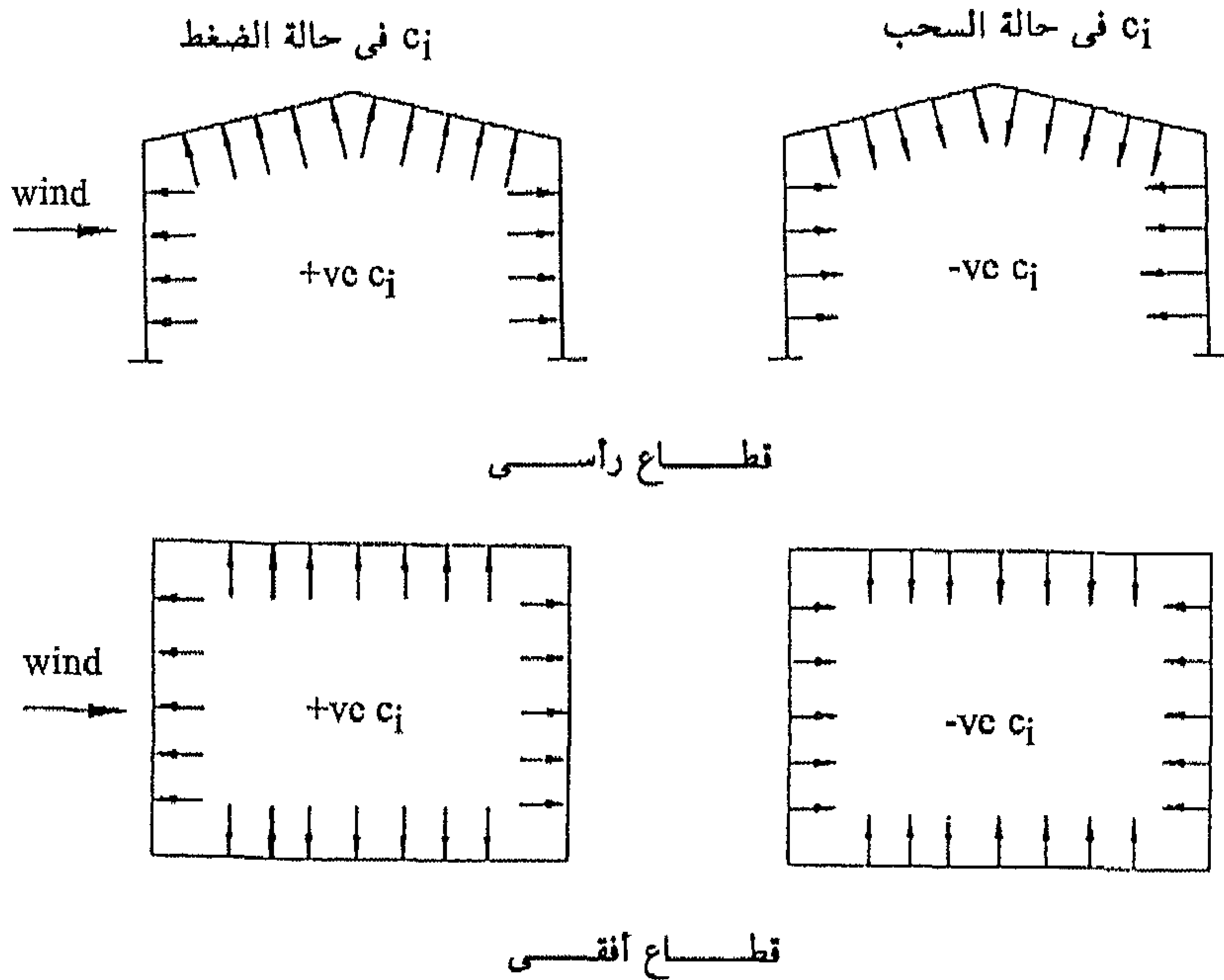
١/٧/٧ معامل توزيع ضغط الرياح الخارجي C_e هو المعامل الذي يحدد توزيع ضغط أو سحب الرياح على الأسطح الخارجية للمبنى وهو معامل يدخل في حساب ضغط الرياح على وحدة المساحة طبقًا للمعادلة (١).

٢/٧/٧ يلزم تحديد معامل توزيع ضغط الرياح الخارجي عند حساب تأثير الرياح على الهيكل الإنشائي للمبنى كوحدة واحدة أو أجزائه وكذلك عند حساب تأثير الرياح على الشبابيك والواجهات وخلافه.

٣/٧/٧ قيم معامل توزيع ضغط الرياح تعتمد على الشكل الهندسي للمبنى وأبعاده.

٧/٧/٤ في هذا الكود سيفترض أن توزيع قيم C_e حول المقطع الأفقي ثابت بكامل ارتفاع المبنى.

٧/٧/٥ معامل توزيع ضغط الرياح الداخلي C_i هو المعامل الذي يحدد توزيع ضغط الرياح على الأسطح الداخلية للمبنى وهو معامل يلزم تحديده لحساب تأثير الرياح على وحدات الحوائط الداخلية والخارجية والتكسيات والشبابيك ولكن لا يدخل في حساب تأثير الرياح على المبنى كوحدة متكاملة (الشكل ٧-١).



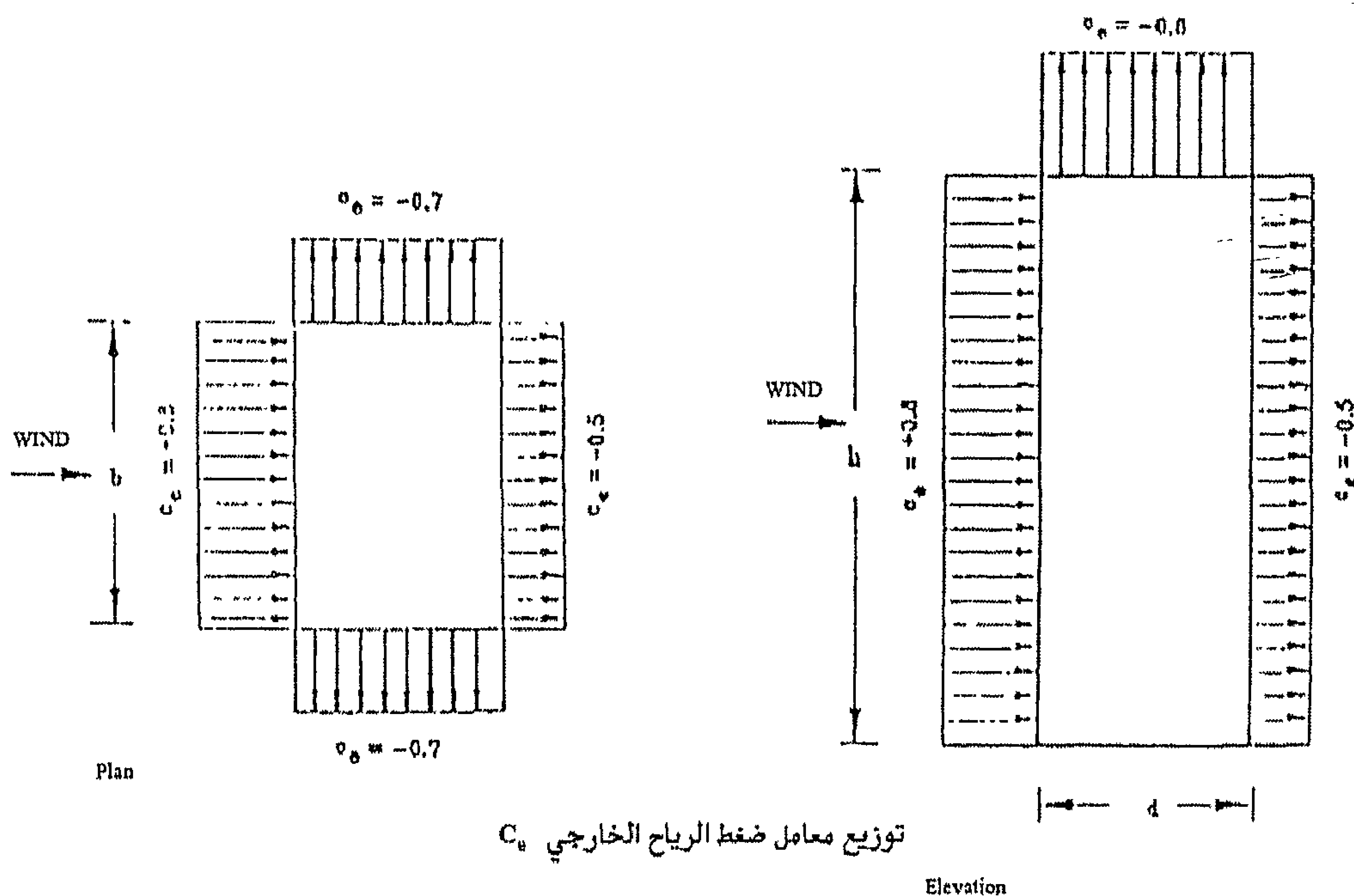
الشكل ٧-١: أشكال توضح توزيع ضغط الرياح الداخلي C_i في حالة السحب والضغط

٧/٧/٦ للمباني المستطيلة تؤخذ قيم C_e من الشكل ٧-٢أ، وتؤخذ قيم C_i من الجدول ٧-٣.

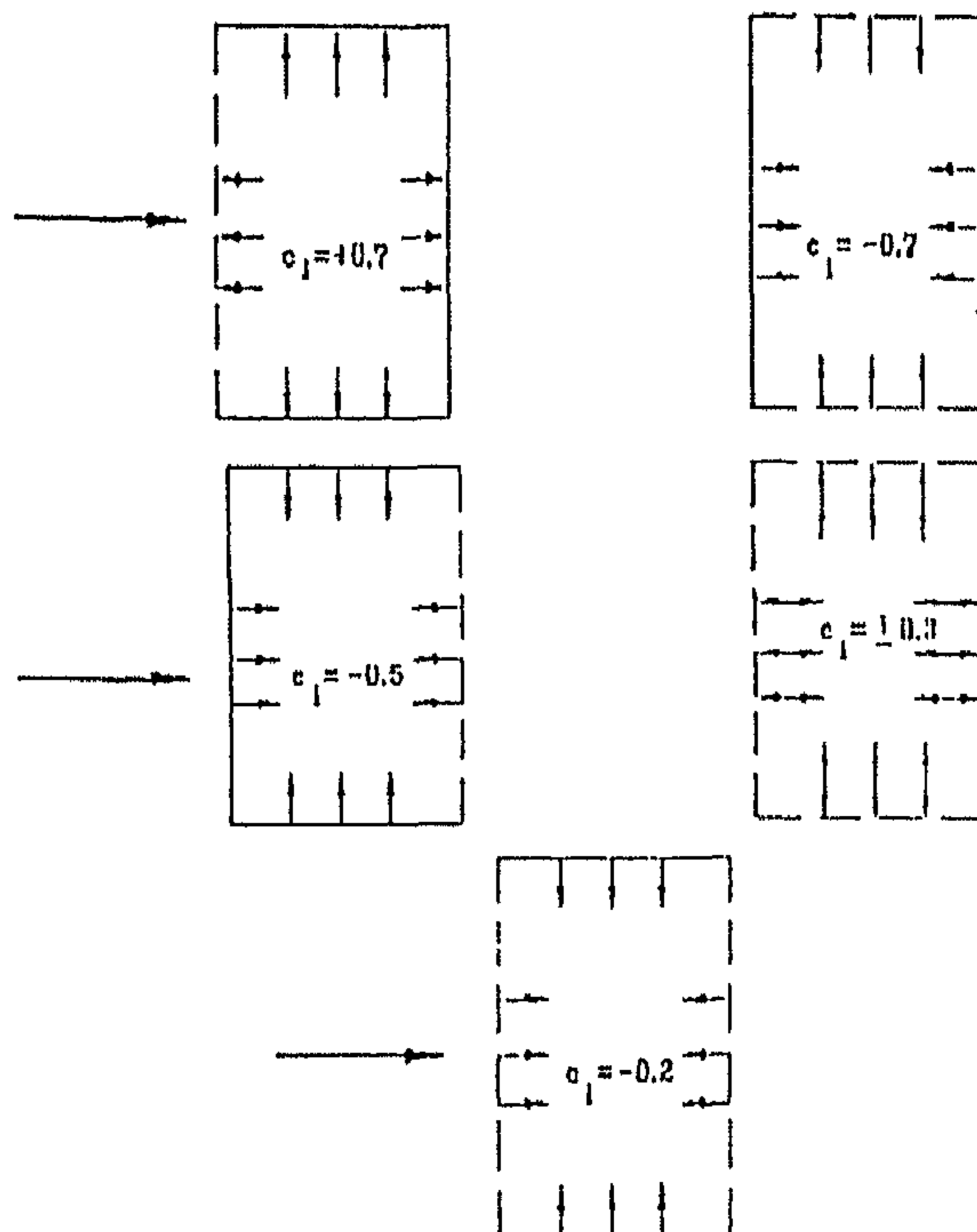
٧/٧/٧ للمباني ذات الواجهات المستطيلة والأسقف المائلة تؤخذ قيم C_e للأسقف من الأشكال ٧-٣، ٧-٤، ٧-٥، أما قيم C_i داخل المبنى فتؤخذ من الجدول ٧-٣.

٧/٧/٨ للمباني من الدور الواحد ذات الأسطح على شكل سن المنشار تؤخذ قيم C_e من الشكل ٧-٦، وتؤخذ قيم C_i من الجدول ٧-٤.

٧/٧/٩ للأسوار والحوائط وما شابهها يحسب ضغط الرياح الكلي من المعادلة (٣) وتؤخذ قيمة معامل قوة الرياح الكلية C_f من الشكل ٧-٧.



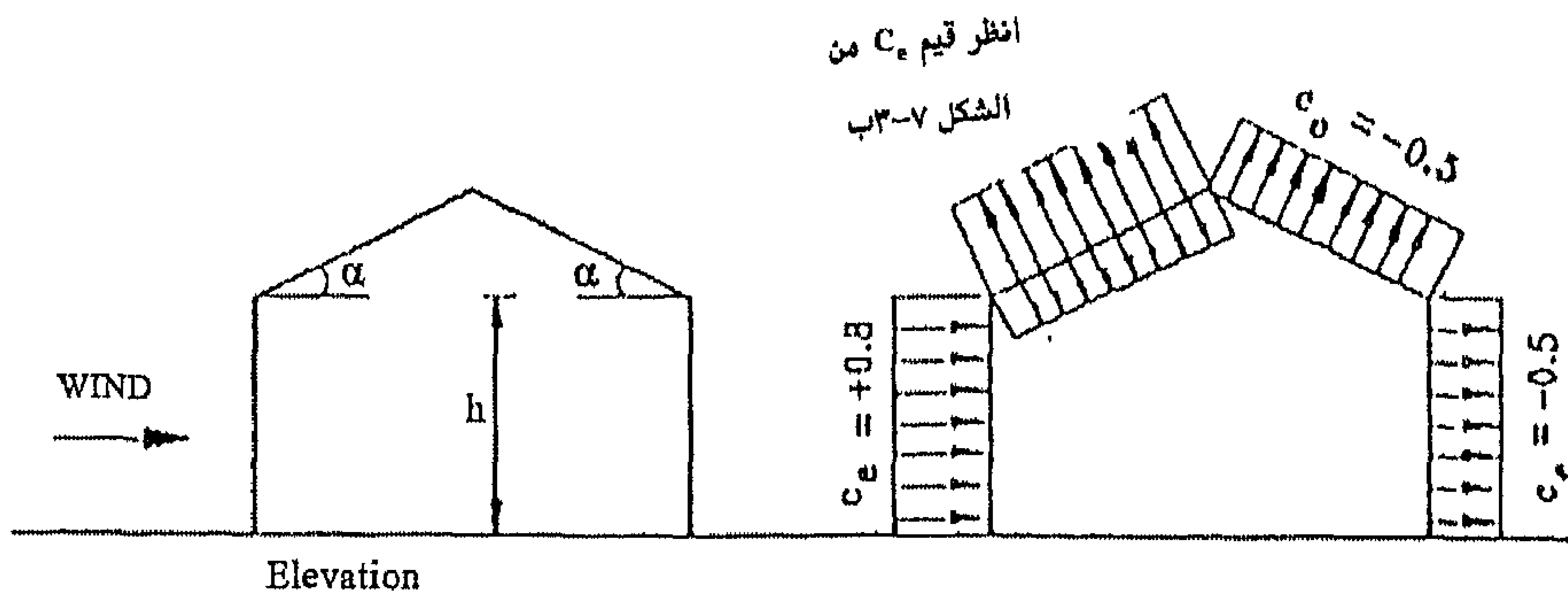
الشكل ٧-٢أ: توزيع معامل ضغط الرياح الخارجي للمباني ذات الواجهات المستطيلة



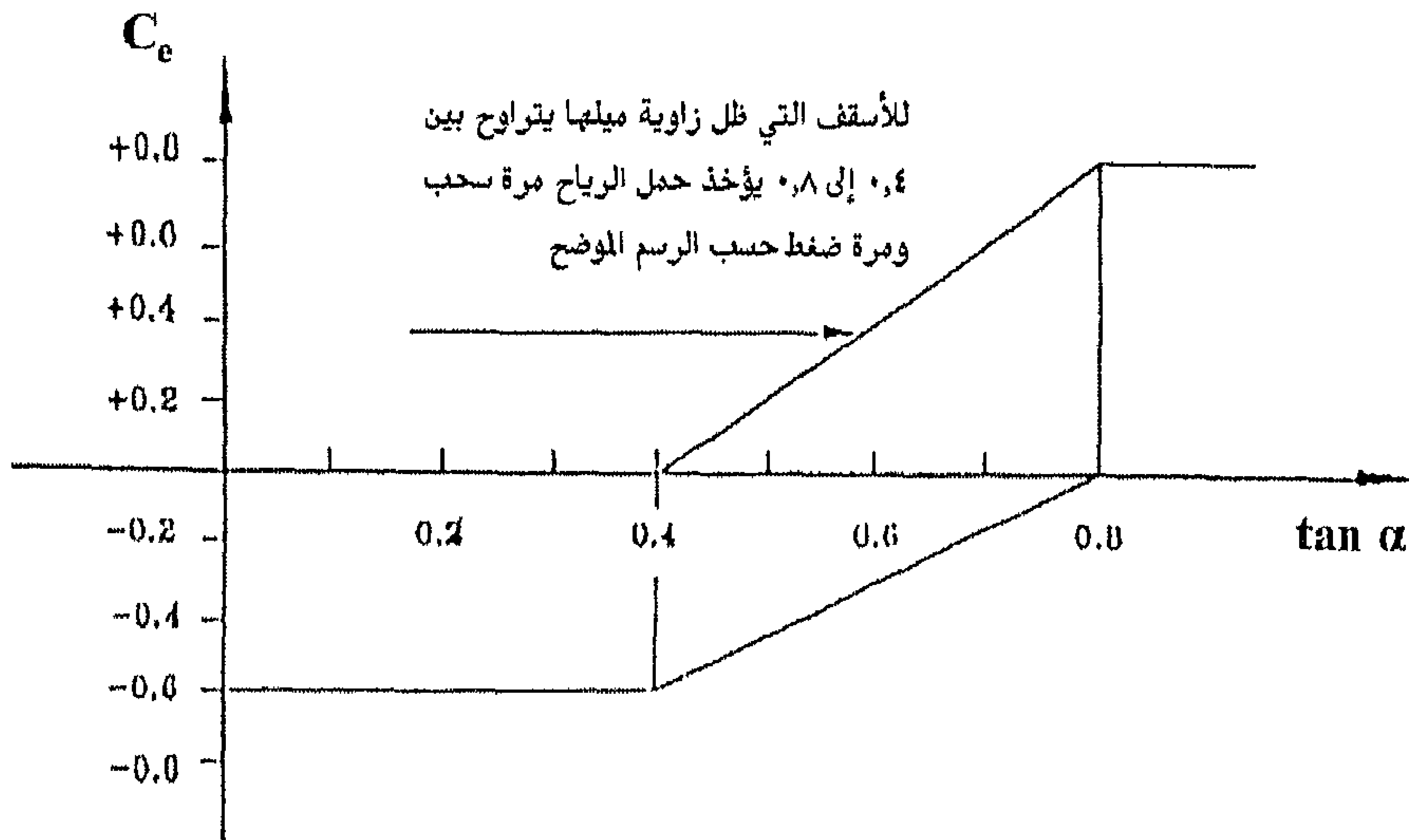
الشكل ٧-٢ب: توزيع معامل ضغط الرياح الداخلي للمباني ذات الواجهات المستطيلة

الجدول ٧-٣: معامل ضغط الرياح الداخلي للمباني ذات الواجهات المستطيلة

أماكن تواجد الفتحات	C_i
١. أغلب الفتحات في الواجهة المقابلة لاتجاه الرياح	+ ٠.٧
٢. أغلب الفتحات في الواجهة الخلفية	− ٠.٥
٣. أغلب الفتحات في الواجهتين الموازيتين لاتجاه الرياح	− ٠.٧
٤. الفتحات موزعة على الأربع واجهات	± ٠.٣
٥. أغلب الفتحات في الواجهة المقابلة لاتجاه الرياح والواجهة الخلفية	− ٠.٢

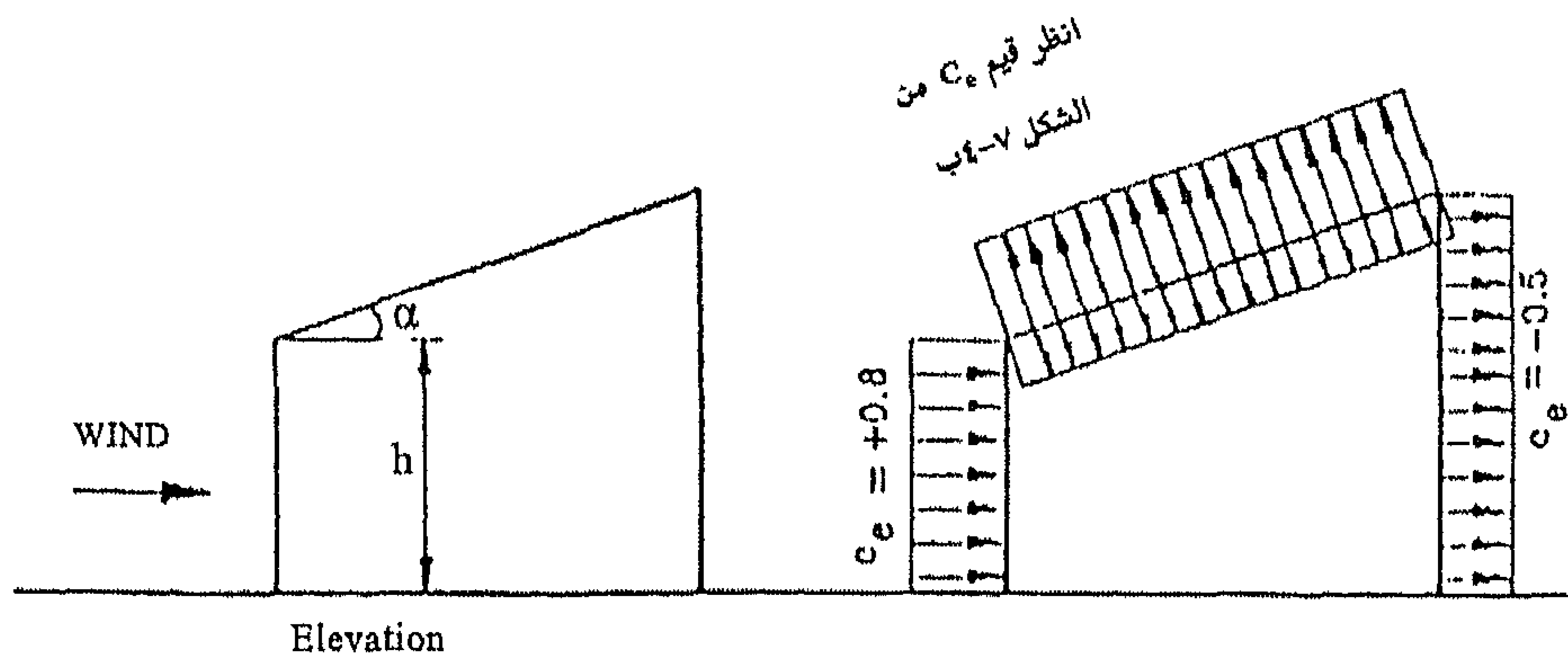


الشكل ٧-٣أ: توزيع معامل ضغط الرياح الخارجي C_e على السطح والحوائط

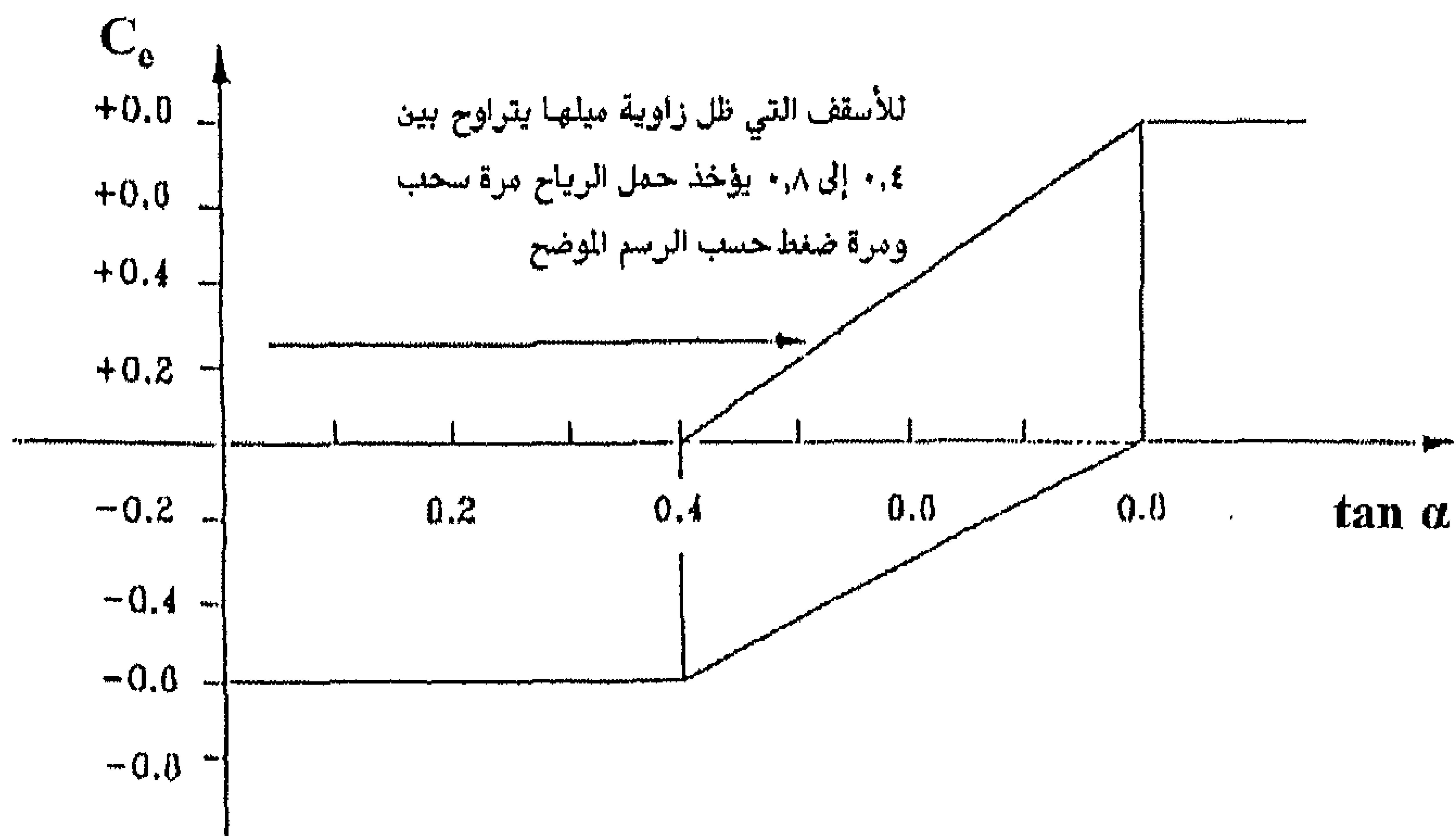


الشكل ٧-٣ب: قيم معامل ضغط الرياح الخارجي C_e على السطح المواجه للرياح

الشكل ٧-٣: توزيع معامل ضغط الرياح الخارجي على المباني ذات الأسقف المائلة من الجهتين

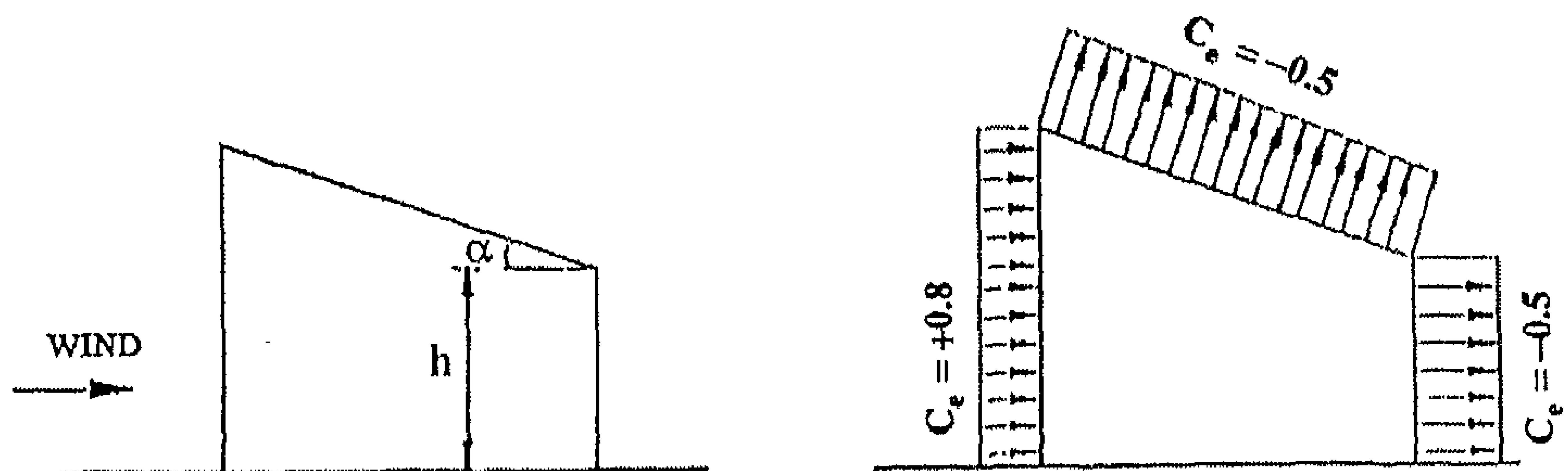


الشكل ٧-٤أ: توزيع معامل ضغط الرياح الخارجي C_e على السطح والحوائط



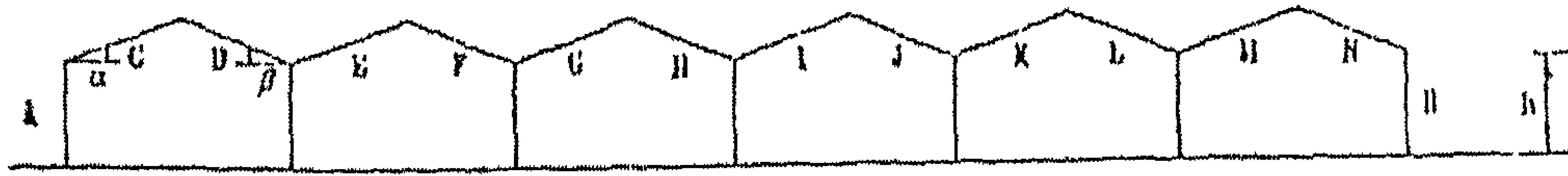
الشكل ٧-٤ب: قيم معامل ضغط الرياح الخارجي C_e على السطح المواجه للرياح

الشكل ٧-٤: توزيع معامل ضغط الرياح الخارجي على المباني ذات الأسقف المائلة لأعلى



توزيع معامل ضغط الرياح الخارجي C_e على السطح والحوائط

الشكل ٧-٥: توزيع معامل ضغط الرياح الخارجي على المباني ذات الأسقف المائلة لأسفل

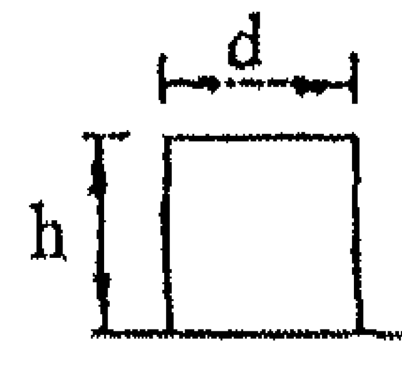


- معامل ضغط الرياح الخارجي C_e على الواجهة القابلة لاتجاه الرياح A $C_e = +0.8$
- معامل ضغط الرياح الخارجي C_e على الواجهة الخلفية B $C_e = -0.5$
- معامل ضغط الرياح الخارجي C_e على جزء السقف C تؤخذ من الشكل ٧-٣ب.
- معامل ضغط الرياح الخارجي C_e على جزء من السقف D $C_e = -0.5$
- معامل ضغط الرياح الخارجي C_e على باقي أجزاء السقف E, F, G, G, ..., N $C_e = -0.5$

الشكل ٧-٦: توزيع ضغط الرياح الخارجي على المباني ذات الأسقف على شكل سن المنشار

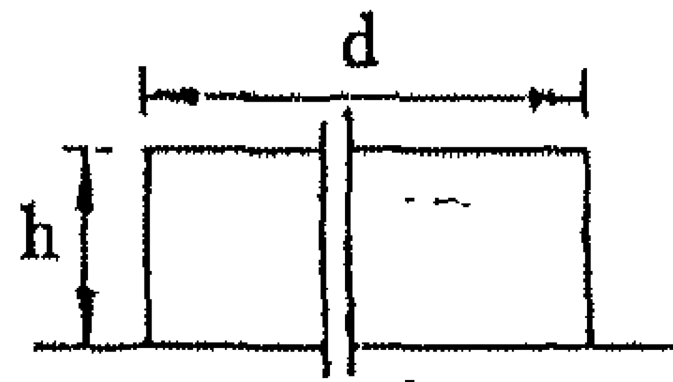
الجدول ٧-٤: معامل ضغط الرياح الداخلي للمنشآت ذات الأسقف على شكل سن منشار

أماكن تواجد الفتحات	C_i
١. أغلب الفتحات في الواجهة المقابلة لاتجاه الرياح	٠.٨ +
٢. أغلب الفتحات في الواجهة الخلفية	٠.٣ +
٣. أغلب الفتحات في الواجهتين الموازيتين لاتجاه الرياح	٠.٣ +
٤. الفتحات موزعة بانتظام على الأربع واجهات	٠.٣ ±



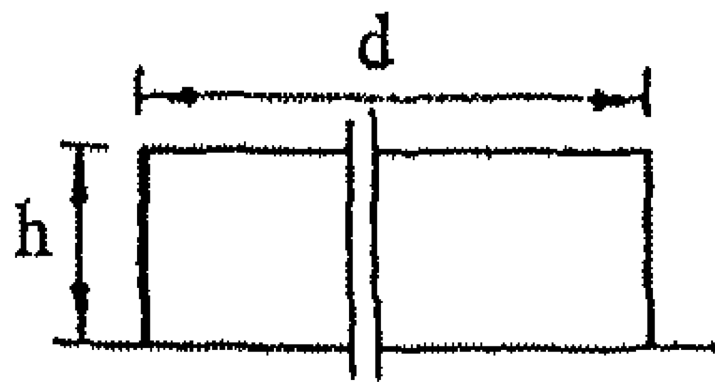
$\frac{d}{h} = 1$

$C_f = +1.1$



$\frac{d}{h} = 10$

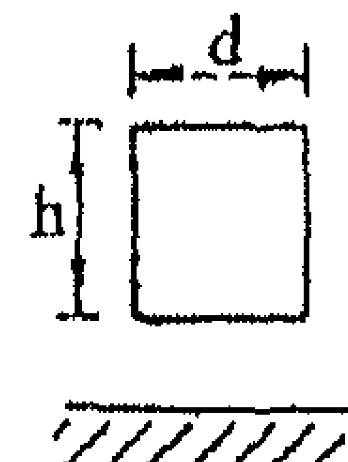
$C_f = +1.2$



$\frac{d}{h} > 10$

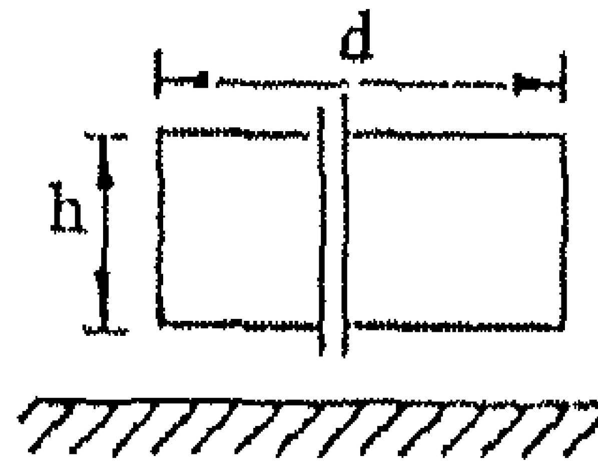
$C_f = +1.2$

الشكل ٧-٧أ: معامل ضغط الرياح الخارجي على الأسوار ولوح الإعلانات المرتكزة على الأرض



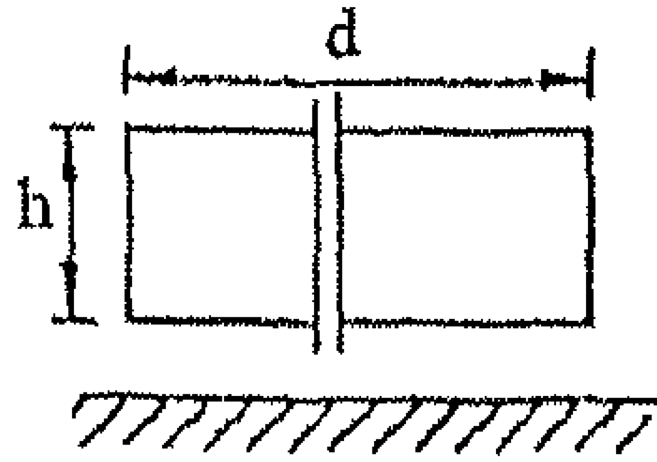
$\frac{d}{h} = 1$

C_f 1.5



$\frac{d}{h} = 10$

$C_f = 1.3$



$\frac{d}{h} > 10$

C_f 2.0

الشكل ٧-٧ب: معامل توزيع الرياح الخارجي على الأسوار ولوح الإعلانات المرتفعة عن الأرض

الشكل ٧-٧: معامل ضغط الرياح الخارجي على الأسوار ولوح الإعلانات

١٠/٧/٧ للمباني والمنشآت التي يكفي فيها حساب القوة الكلية للرياح على المبنى تؤخذ قيمة C_f الواردة في المعادلة (٣) من الجدول ٧-٥.

الجدول ٧-٥: معامل ضغط الرياح الداخلي للمنشآت ذات الأسقف على شكل سن منشار

المسقط الأفقي		h/d		
		١	٧	٢٥
مربع الشكل (الرياح عمودي على الضلع)		١.٢	١.٣	١.٣
مربع الشكل (الرياح في اتجاه الوتر)		١	١.١	١.٥
سداسي أو ثماني الشكل		١	١.٢	١.٤
دائري الشكل سطح أملس بدون نتوءات	$(d'/d = 0.00)$	٠.٥	٠.٦	٠.٧
دائري الشكل سطح به نتوءات بنسبة	$(d'/d = 0.02)$	٠.٧	٠.٨	٠.٩
دائري الشكل سطح به نتوءات بنسبة	$(d'/d = 0.08)$	٠.٨	١.٠	١.٢

حيث d' = عمق النتوء.

d = القطر أو البعد الأصغر للقطاع في المسقط الأفقي.

h = الارتفاع.

الباب الثامن

أحمال الزلازل

١/٨ المجال والأسس العامة

١/١/٨ يختص هذا الجزء بالضوابط الدنيا لأخذ تأثير الزلازل عند تصميم المنشآت العادية ولا يختص بالمنشآت ذات الطابع الخاص.

٢/١/٨ وضعت الضوابط المذكورة فيما يلي بحيث تتجاوب المنشويت مع الزلازل طبقًا لشدة الزلزال وللنظام الإنشائي للمنشأ وبحيث تكون المنشآت قادرة على التجاوب مع هزات متوسطة الشدة بدون تصدع إنشائي وقادرة على التجاوب مع هزات ذات شدة عالية نسبيًا بدون انهيار كامل.

٣/١/٨ تسبب الزلازل قوة يمكن تحليلها إلى ثلاث مركبات، اثنتان منها أفقيتان والثالثة رأسية

٤/١/٨ يفترض عند إجراء التحليل الإنشائي للمنشآت أن القوى الزلزالية الأفقية تؤثر في اتجاه المحاور الرئيسية للمنشأ وفي كل اتجاه على حده وليس في الاتجاهين معًا.

٨/١/٥ يراعى عند التصميم عدم أخذ أحمال الزلازل وأحمال الرياح معًا ويتم تصميم المنشآت وعناصرها المختلفة على الأكبر تأثيرًا منها.

٨/١/٦ تقدر أحمال الزلازل على المنشآت باستخدام إحدى الطرق المذكورة فيما يلي وذلك طبقًا للمعايير المحددة لاستخدام كل منها.

١. تستخدم طريقة "الحمل الاستاتيكي المكافئ" المذكورة في البند ٨/٢ للمنشآت ذات الشكل والنظام الإنشائي المنتظمين والتي لا يزيد ارتفاعها على ١٠٠ مترًا ولا تزيد نسبة الارتفاع إلى البعد الأفقي في اتجاه قوة الزلزال لها على ٥.

٢. تستخدم طريقة "طيف التجاوب" المذكورة في البند ٨/٣ للمنشآت ذات الشكل والنظام الإنشائي المنتظمين والتي يتراوح ارتفاعها بين ١٠٠ مترًا و ١٥٠ مترًا أو تزيد نسبة الارتفاع إلى البعد الأفقي في اتجاه قوة الزلزال لها على ٥.

٣. تستخدم طريقة "التجاوب الديناميكي" المذكورة في البند ٨/٤ للمنشآت ذات الشكل أو النظام الإنشائي غير المنتظم أو المنشآت التي يزيد ارتفاعها على ١٥٠ مترًا.

٨/١/٧ يعرف النظام الإنشائي المنتظم بأنه النظام الذي تمتد عناصره الإنشائية الرأسية باستمرارية حتى أساسات المنشأ ولا يحدث بها تغيرات فجائية في الكزازة.

٨/١/٨ تقسم جمهورية مصر العربية من حيث النشاط الزلزالي إلى ثلاث مناطق:

١. المنطقة الأولى، وتشمل جميع أجزاء الجمهورية عدا الأجزاء التي تشملها المنطقة الثانية والثالثة، وتعتبر المنطقة الأولى معرضة لزلازل ذات شدة ضعيفة.

٢. المنطقة الثانية، وتشمل أجزاء من شبه جزيرة سيناء والدلتا ووادي النيل والصحراء الشرقية والغربية. وتعتبر المنطقة الثانية معرضة لزلازل ذات شدة ضعيفة إلى متوسطة.

٣. المنطقة الثالثة، وتشمل أجزاء من المحافظات المطلة على ساحل البحر الأحمر والبحر المتوسط وأجزاء من محافظات أسوان والفيوم والإسماعيلية والصحراء الغربية. وتعتبر المنطقة الثالثة معرضة لزلازل ذات شدة متوسطة.

وتوضح الخريطة المعطاة في الشكل ٨-١ الحدود التقريبية لهذه المناطق.

٨/١/٩ تستثنى من التصميم لتحمل قوى الزلازل المنشآت التي لا يزيد ارتفاعها عن منسوب التأسيس على ١٨ مترًا في المنطقة الزلزالية الأولى وعلى ١٥ مترًا في المنطقة الزلزالية الثانية وعلى ١٢ مترًا في المنطقة الزلزالية الثالثة وذلك إذا ما تحقق في تلك المنشآت الاشتراطات التالية:

أ) المنشأ ذو طابق سكني.

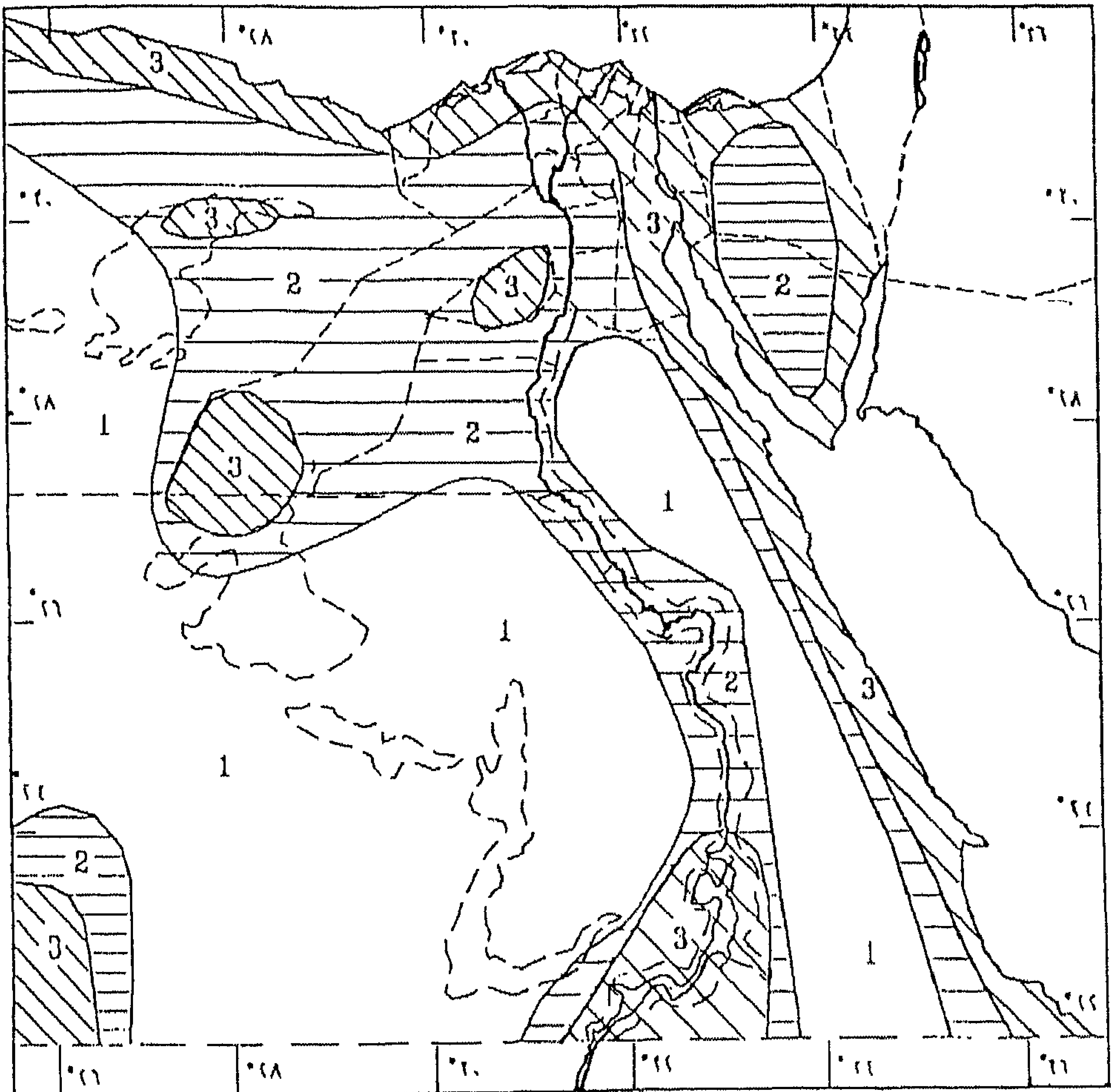
ب) المنشأ ذو هيكل خرساني من كمرات وأعمدة (إطارات) ومصمم طبقًا للكود المصري لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة.

ج) إطارات المنشأ لها جساءة مناسبة في الاتجاهين الرئيسيين للمنشأ.

د) الكمرات الخارجية وكمرات فراغ السلم بسمك لا يقل عن ٢٥ سم.

هـ) نسبة ارتفاع المبنى إلى أدنى بعد أفقي لا تزيد عن ٢.٥.

٨/١/١٠ لا يسري الاستثناء من التصميم لتحمل قوى الزلازل طبقًا للبند ٨/١/٩ على المباني التي تتكون فيها العناصر الإنشائية المقاومة للزلازل من وحدات سابقة الصب.



الشكل ٨-١

٢/٨ طريقة "الحمل الاستاتيكي المكافئ"

تستخدم الأحمال التصميمية للزلازل والمعطاة في هذا البند لحساب قوى القص العرضية وقوى العزوم على المنشآت التي لا يزيد ارتفاعها على ١٠٠ مترًا ولا تزيد نسبة الارتفاع إلى البعد الأفقي في اتجاه قوة الزلزال لها على ٥، بشرط أن يكون النظام الإنشائي المقاوم لتلك الأحمال منتظمًا في المسقط الأفقي وبكامل ارتفاع المنشأ.

كما يمكن استخدام الطرق المبينة في البندين ٣/٨، ٤/٨ بدلاً من طريقة "الحمل الاستاتيكي المكافئ" بشرط ألا تقل القوى العرضية المحسوبة طبقًا لهذه الطرق عن ٨٠% من القوى المحسوبة طبقًا لطريقة "الحمل الاستاتيكي المكافئ".

١/٢/٨ القوى العرضية التصميمية

تصمم المنشآت التي يسري عليها هذا البند لتقاوم قوة زلزالية عرضية كلية V تؤثر عند منسوب ظهر الأساسات وفي اتجاه المحورين الرئيسيين للمنشأ كل على حده. وتحسب هذه القوة من المعادلة التالية:

$$V = ZIKCSW \quad (١)$$

حيث Z = هو معامل الشدة الزلزالية. ويؤخذ المعامل Z مساويًا ٠.١ للمنطقة الأولى، ٠.٢ للمنطقة الثانية، ٠.٣ للمنطقة الثالثة.

I = هو معامل أهمية المنشأ ويؤخذ كالتالي:

= ١.٢٥ للمنشآت المستخدمة لأغراض الطوارئ بعد حدوث الزلازل، مثل المستشفيات ومحطات الإطفاء وأقسام الشرطة ومراكز الطوارئ والاتصالات ...إلخ.

= ١.٠٠ غير ذلك من المباني العامة والإدارية والسكنية.

K = هو معامل النظام الإنشائي للمنشأ. ويعتمد على نوعية نظام مقاومة الأحمال الأفقية ودرجة ممطوليته، وتؤخذ قيمته من الجدول ٨-١.

C = هو معامل المنشأ ويحدد من المعادلة التالية:

$$C = \frac{1}{15\sqrt{T}} \quad (٢)$$

ولا تزيد قيمة C عن ٠.١٢.

الجدول ٨-١: معامل النظام الإنشائي K للمنشأ

النظام الإنشائي	K
النظام الصندوقي وفيه تقاوم القوة العرضية الكلية بواسطة حوائط قص أو إطارات ملجمة	١.٣٣
النظام الإطاري المقاوم للعزوم المصمم لتحمل القوة العرضية الكلية:	
أ) إطارات ممطولية.	٠.٦٧
ب) إطارات غير ممطولية.	٠.٨٠
النظام المزدوج المكون من إطارات مقاومة العزوم مع حوائط قص (أو إطارات ملجمة) ويتم تصميم النظام طبقًا لما يلي:	١.٠٠
١. الإطارات وحوائط القص (أو الإطارات الملجمة) تقاوم مشاركة بينها القوة العرضية الكلية وذلك طبقًا لجساءتها النسبية.	
٢. حوائط القص (أو الإطارات الملجمة) تقاوم بمفردها القوة العرضية الكلية.	
٣. الإطارات المقاومة للعزوم تقاوم بمفردها ٢٥% من القوة العرضية الكلية.	

حيث T = الفترة الطبيعية الأساسية fundamental natural period للمبنى بالثانية، ويمكن تعيينها بإجراء اختبارات على منشآت مماثلة أو حسابها بأي من طرق التحليل الجذرية وكحل بديل يمكن تعيين T للمنشآت متعددة الأدوار كما يلي:

أ) للمنشآت ذات الإطارات المقاومة للعزوم المصممة لتحمل القوة العرضية الكلية:

$$T = 0.1N \qquad (٣)$$

حيث N = عدد أدوار المنشأ شاملة أدوار البدروم.

ب) للمنشآت متعددة الأدوار ذات النظم الأخرى:

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{B}} \qquad (٤)$$

حيث H = الارتفاع الكلي للمبنى فوق منسوب الأساسات بالمتر.

B = البعد الأفقي للمبنى بالمتر في اتجاه قوة الزلزال.

S = معامل التربة. ويعتمد على نوع التربة أسفل منسوب التأسيس للأساسات الضحلة أو أسفل قاع هامات الخوازيق. وتؤخذ قيم هذا المعامل من الجدول ٨-٢.

حيث W = الوزن التصميمي للمنشأ، ويؤخذ مساويًا للحمل الدائم للمنشآت ذات أحمال حية تصميمية حتى ٥٠٠ كجم/م٢، أو يؤخذ مساويًا للحمل الدائم مضافًا إليه نصف الحمل الحي عندما يكون الأخير مكافئًا لأحمال تخزين أكبر من ٥٠٠ كجم/م٢.

الجدول ٨-٢: معامل التربة S

نوع وعمق التربة	S
صخر، تربة كثيفة أو شديدة التماسك ذات عمق يزيد عن ١٥ مترًا، أو تربة متوسطة الكثافة أو متماسكة ذات عمق أقل من ١٥ مترًا تعلو طبقة ذات خواص أفضل	١.٠٠
تربة متوسطة الكثافة أو متماسكة ذات عمق أكبر من ١٥ مترًا، تربة سائبة أو ضعيفة التماسك ذات عمق أقل من ١٥ مترًا تعلو طبقة ذات خواص أفضل.	١.١٥
تربة سائبة أو ضعيفة التماسك ذات عمق أكبر من ١٥ مترًا.	١.٣٠

٨/٢/٢ توزيع القوة العرضية

توزع القوة العرضية الكلية V المحسوبة طبقًا لبند ٨/٢/١ إلى قوى استاتيكية عرضية تؤثر عند منسوب بلاطة كل دور من أدوار المنشأ شاملة بلاطة السطح. وتحسب تلك القوى العرضية طبقًا للمعادلة التالية:

$$F_j = \frac{W_j H_j (V - F_t)}{\sum_{i=1,N} (W_i H_i)} \qquad (٥)$$

حيث W_j = الوزم التصميمي للدور رقم j.

H_j = ارتفاع بلاطة الدور رقم j مقاسًا من منسوب الأساسات.

F_t = قوة إضافية تؤثر عند منسوب بلاطة السطح وتحسب من المعادلة التالية:

$$F_t = 0.07TV \qquad (٦)$$

ولا تزيد F_t عن ٢٥% من V، وتؤخذ صفرًا عندما تكون T أقل من أو تساوي ٠.٧ من الثانية.

٨/٣ طريقة "طيف التجاوب"

تستخدم هذه الطريقة لحساب قوى الزلازل التصميمية وطريقة توزيعها وذلك للمنشآت ذات الشكل والنظام الإنشائي المنتظمين والتي يتراوح ارتفاعها بين ١٠٠ مترًا، ١٥٠ مترًا، أو تزيد نسبة الارتفاع إلى البعد الأفقي في اتجاه قوة الزلزال لها على ٥.

ويؤخذ تأثير الزلزال على المنشآت التي يسري عليها هذا البند كقوى استاتيكية عرضية تـؤثر عند منسوب بلاطة كل دور من أدوار المنشأ شاملة بلاطة السطح وتحـدد قيمهـا باسـتخدام الخواص الديناميكية للمنشأة كالفترة الطبيعية والمود الطبيعي natural mode والتي يتم تعيينها بطريقة التحليل المودي modal analysis. ويجب ألا تقل القوى العرضية المحسوبة طبقًا لهذا البند عن ٨٠% من قيمة القوى العرضية المحسوبة طبقًا للبند ٨/٢.

٨/٤ طريقة "التجاوب الديناميكي"

تستخدم هذه الطريقة لحساب القوى الداخلية التي تنتج في العناصر الإنشائية للمنشآت من تأثير الزلازل ويجب استخدامها في الحالات الآتية:

٨/٤/١ منشآت ذات ارتفاع أكبر من ١٥٠ مترًا.

٨/٤/٢ منشآت ذات نظام إنشائي مقاوم للزلازل غير منـتظم وفيهـا لا تمتـد العناصـر الإنشائية الرأسية باستمرارية حتى الأساسات أو يحدث تغيرًا كبيـرًا فجائيًـا فـي كزازة هذه العناصر من دور إلى الذي يليه.

٨/٤/٣ منشآت غير منتظمة الشكل وغير متماثلة.

٨/٤/٤ منشآت ذات ردود بحيث يكون التغير في مساحة دور عن الذي يليه أكبر من ٢٥%.

٨/٤/٥ منشآت ذات لامركزية تصميمية تحسب طبقًا للبند ٨/٥ تزيد على ٢٥% من أكبـر بعد للمنشأ في المسقط الأفقي عمودي على اتجاه القوى العرضية.

٨/٤/٦ منشآت ذات خواص إنشائية غير عادية أخرى.

ويتم في هذه الطريقة حساب القوى الداخلية في العناصر المختلفة للمنشـأ بتحديـد التجـاوب الديناميكي له مع الحركة الأرضية الناتجة عن الزلزال وذلك بتكامل معادلات حركـة المنشـأ بالنسبة للزمن. ويجب أن يشمل التحليل الديناميكي الخواص الديناميكية لكل من المنشأ شـاملاً أساساته والتربة الحاملة له.

٨/٥ عزم اللي

يجب أن تكون الأعضاء المقاومة للقص في المنشآت قادرة على مقاومة قوى قـص إضـافية ناتجة عن عزوم لي على المبنى ناتجة عن لامركزية تصميمية للقوى العرضية في كـل مـن الاتجاهين الرئيسيين للمبنى تُحدد إما من اللامركزية الفعلية بين مركـزي الكتلـة والجسـاءة مضافًا إليها + ٥% من أكبر بعد للمنشأ في المسقط الأفقـي عمـودي علـى اتجـاه القـوى العرضية، أو مرة ونصف اللامركزية الفعلية أيهما أكبر.

٦/٨ الإزاحة العرضية والفواصل

١/٦/٨ يجب ألا تزيد الإزاحة العرضية النسبية بين دورين متتاليين والناتجة عن قوى الـزلازل التصميمية على ٠.٠٠٥ (خمسة في الألف) من الفرق في المنسوب بين هذين الدورين.

٢/٦/٨ يجب ألا يقل الفراغ بين مبنيين متجاورين أو عرض الفاصل بين جزئين من مبنى واحـد عن ٢ سم أو عن مقدار الإزاحة الأفقية الناتجة عن قوى الزلازل التصميمية أيهما أكبر.

مثال ١: مطلوب إعادة تصميم المثال ١٢–١ من هذا الكتاب طبقًا للكود المصري للأحمال لعام ١٩٩٣.

الحـل

١. طبقًا للجدول ٧–٢ ، فإن القيمة K تختلف كل 10.0 m. يمكنك تقسيم ارتفـاع المئذنـة إلى مناطق، كل منها ارتفاعه $h = 10.0\ m$ طبقًا لكود الأحمال لعام ١٩٩٣م.

٢. احسب الأحمال الرأسية (الوزن الذاتي) كما سبق شرحه في المثال ١٢–١.

٣. احسب أحمال الريـاح الأفقيـة $P_n (n = 1 \rightarrow 5)$ لكـل منطقـة تـؤثر علـى الاتجـاه القطـري للمئذنة كما سبق شرحه، لأن الاتجاه القطري صاحب أكبر مساحة معرضة لقوة الرياح.

٤. احسب عزوم الانحناء الناتجة عن الرياح المؤثرة على القطاع I-I والقطاع II-II.

٥. اتبع نفس الخطوات في التصميم الواردة في المثال ١٢–١ من الخطوة ٥ إلى الخطوة ١٠.

الحسابات

بتطبيق المادة ٣/٤/٧ سوف نقوم بحساب قوة الرياح الكلية على المئذنة، وذلك لأن ارتفاع المئذنة كبير جدًا بالنسبة إلى أبعادها الأفقية الأخرى، لذلك سوف نقوم بتطبيق الصيغة التالية:

$$F = C_f K q A \qquad (٣)$$

من الصفحة ٥٤ في الكود المصري لعام ١٩٩٣م.

حيث $K = 1$ لقيمة: $Z = 0 \rightarrow 10\ m$.

$K = 1.1$ لقيمة: $Z = 10 \rightarrow 20\ m$.

$K = 1.3$ لقيمة: $Z = 20 \rightarrow 30\ m$.

$K = 1.5$ لقيمة: $Z = 30 \rightarrow 50\ m$.

على طول ارتفاع المئذنة 41.4 m (انظر الشكل ١)، المئذنة تقع في مدينة القاهرة. وكما هو موضح في الجدول ٧–١ فإن:

$$q = 70.0\ kg/m^2$$

ومن الجدول ٧-٥ فإن:

$$\frac{h}{d} = \frac{41.4}{7.78} = 5.32$$

$$C_f = 1.1$$

إذًا:

$$F_1 (Z = 0 \rightarrow 10) = 1.1 \times 1 \times 70 \times 7.78 \times \frac{10}{1000} = 5.99\ t$$

$$F_2 (Z = 10 \rightarrow 20) = 1.1 \times 1.1 \times 70 \times 7.78 \times \frac{10}{1000} = 6.59\ t$$

$$F_3 (Z = 20 \rightarrow 30) = 1.1 \times 1.3 \times 70 \times 7.78 \times \frac{10}{1000} = 7.79\ t$$

$$F_4 (Z = 30 \rightarrow 50) = 1.1 \times 1.5 \times 70 \times 7.78 \times \frac{41.4}{1000} = 10.24\ t$$

$$\sum P = 5.99 + 6.59 + 7.79 + 10.24 = 30.61\ t > \sum P (15.85\ t)$$

۞ فحص الاتزان ضد التزحلق:

$$F_s\ \text{(ضد التزحلق)} = \frac{M \sum W}{\sum P} = \frac{2}{3} \tan 30 \left(\frac{648}{30.61} \right) = 8.15 > 2 \qquad \text{(آمن)}$$

۞ فحص الاتزان ضد الانقلاب:

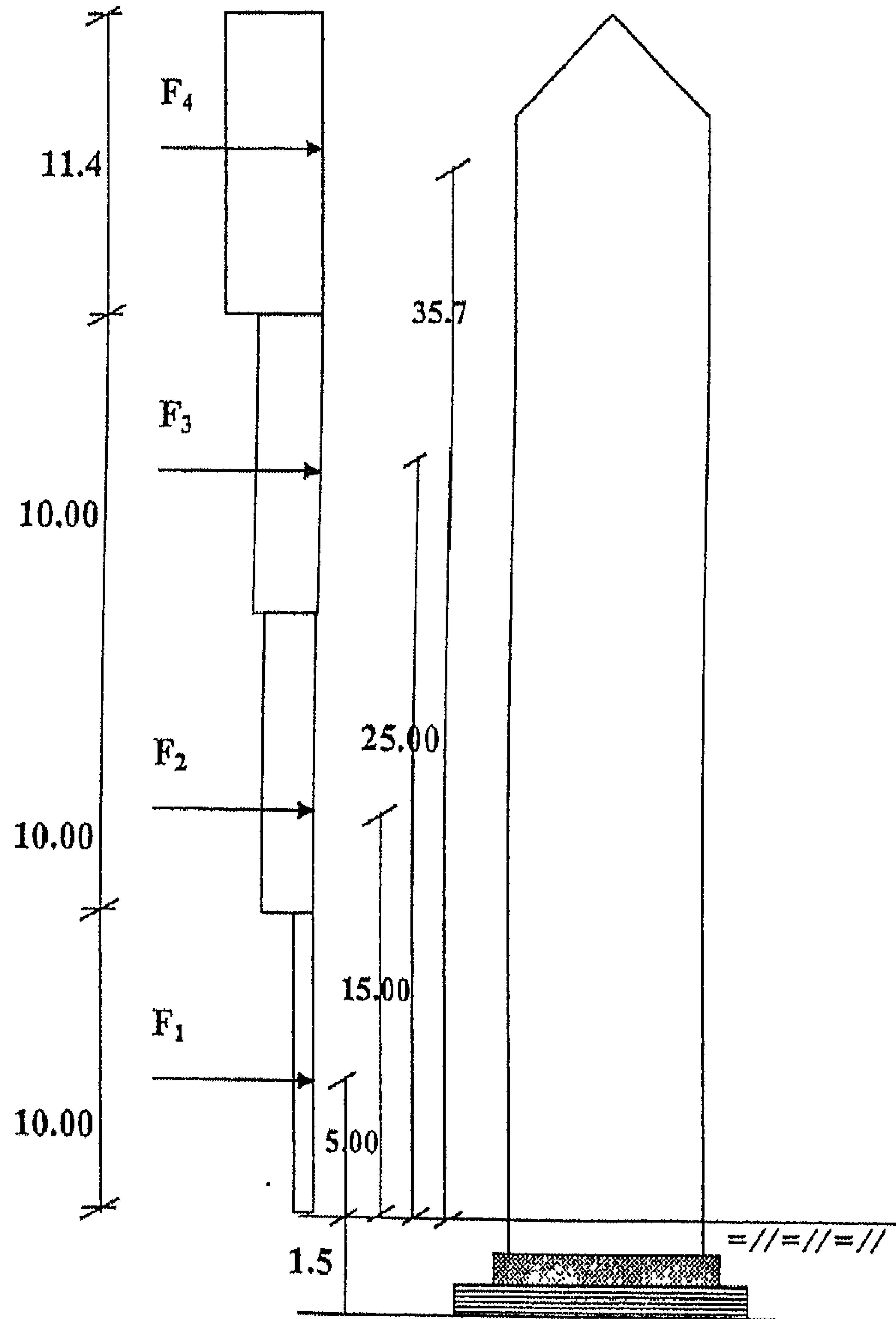
$$M_{v\ at\ D} = 648 \times \frac{6.5}{2} = 2106\ m.t$$

$$M_{h\ at\ D} = 5.99 \times 6.5 + 6.59 \times 16.5 + 7.79 \times 26.5 + 10.24 \times 37.2$$

$$= 735.03\ m.t$$

$$F_s\ \text{(ضد الانقلاب)} = \frac{2106}{735.03} = 2.86 \qquad \text{(آمن)}$$

يمكن أن تعيد التصميم في الصفحات السابقة في المثال ١ بنفسك باتباع نفس الأحمال العرضية الجديدة طبقًا للكود المصري لعام ١٩٩٣م، أو الطريقة المبسطة في الكود المصري للأحمال لعام ٢٠٠٨م وما بعدها.



الشكل ١: الأحمال الرأسية وأحمال الرياح على المئذنة طبقًا للكود المصري (١٩٩٣م)

مثال ٢: مطلوب إعادة تصميم المثالين ١٢-١، ١ لمقاومة أحمال الزلازل طبقًا للكود المصري للأحمال لعام ١٩٩٣م (يمكن أيضًا استخدام الطريقة المبسطة في الكود المصري للأحمال لعام ٢٠٠٨م وما بعدها).

الحل

بتطبيق المعادلة (١) حيث: $V = ZIKCSW$

حيث المنطقة (٢) القاهرة: $Z = 0.2$

$I = 1$

من الجدول ٨-١ (معامل النظام الإنشائي K للمنشأ): $K = 0.8$

من الجدول ٨-٢ (معامل التربة S): $S = 1.15$

$$C = \frac{1}{15}\sqrt{T}$$

حيث:

$$T = \frac{0.09H}{\sqrt{B}}$$

$$B = 5.5$$

$$H = 41.4 + 1.5 = 43.0 \text{ m}$$

$$\therefore \quad T = \frac{0.09 \times 43}{\sqrt{5.5}} = 1.65$$

$$\therefore \quad C = \frac{1}{15}\sqrt{1.65} = 0.052 < 0.12$$ (آمن)

$$W = \sum V = 648 \text{ t}$$ (بدون أحمال اللبشة المسلحة)

$$\therefore \quad V = 0.2 \times 1 \times 0.8 \times 0.052 \times 1.15 \times 648 = 9.55 \times 10^{-3} \times 648$$

$$= 6.19 \text{ t}$$

ذراع عزم الزلازل $= \frac{2}{3}H = \frac{2}{3}(41.4 + 1.5) = 28.6$

عزم التصميم الزلازلي $= 6.19 \times 28.6 = 177.12 \text{ m.t}$

من المثال ١ نجد أن:

عزم أحمال الرياح $= 735.00 \text{ m.t} > M$ (الزلازل)

أي أن أحمال الرياح أكبر من أحمال الزلازل في نتيجتها كعزوم انحناء أكبر من عزوم الانحناء الناتجة عن الزلازل. أي أن أحمال الرياح هي العامل الحاكم للتصميم في هذه المئذنة.

المراجع

المراجع العربية

١. خليل إبراهيم واكد، التصميم الإنشائي للسلالم الخرسانية.

٢. خليل إبراهيم واكد، تصميم المباني العالية من الخرسانة المسلحة.

المراجع الأجنبية

1. ACI 318 M-83, 89 & 2008.
2. Angel I. Lazaro, Design of Circular Domes (PCA).
3. Binoy Kumarichatteriee, Theory and Design of Concrete.
4. BS 8110.
5. Chu-Kia & Charles G. Salmon, Reinforced Concrete Design, 4th ed.
6. E.C.O.P 2001-2007.
7. Edward G. Nawy, Reinforced Concrete, A Fundamental Approach.
8. G.S. Ramaswamy, Design and Construction of Concrete Shell Roofs.
9. Hillal, Design of Reinforced Concrete Halls.
10. Khalil I. Waked, Design of R.C Beams, 2nd ed.
11. Khalil I. Waked, Design of R.C Columns, 2nd ed.
12. Khalil I. Waked, Structural Analysis and Design of Minarets.
13. Khalil I. Waked, Structural Design of Mosques.
14. Mark Fintel, Handbook of Concrete Engineering.
15. Mohamed El-Hashimy, Reinforced Lecture Notes.
16. Nikken Sckkel LTD, Structural Calculation Sheets.

17. Phil. M. Ferguson, John E. Breen & James O. Jirsa, Reinforced Concrete Fundamentals, 5^{th} ed.

18. Promyslov, Design and Erection of Reinforced Concrete Structure's.

19. S.A. Lavan & B.G. Fletcher, Student's Guide to Structural Design.

20. Shaker El Behairy, Reinforced Concrete Design Handbook, Part 1 & 2.

21. UBC 1985, 1988 & 1997.

22. V. Biakov, E. Sigalov, Reinforced Concrete Structures.

المحتويات

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
☎ ٢٧٩٥٤٢٢٩
www.sbh-egypt.com
e-mail : sbh@link.net
Scientific Book House

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
☎ ٢٧٩٥٤٢٢٩
www.sbh-egypt.com
e-mail : sbh@link.net
Scientific Book House

هذا الكتاب

إن المسجد هو أهم منشأة في حياة المسلم على مر العصور.

وهذا البناء يختص بنوع معين من الطرازات المعمارية ، وكذلك يمتاز باستخدام نوعيات خاصة من أنظمة التحميل الإنشائية التي تتناسب مع الأشكال المعمارية المميزة له .




ISBN 978 977 5029 94 2
9 789775 029942

دار الكتب العلمية للنشر والتوزيع
٥٠ شارع الشيخ ريحان - عابدين - القاهرة
٢٧٩٥٤٢٢٩
www.sbhegypt.org
e-mail:sbh@link.net info@sbhegypt.org